

**Titre:** Étude de la longueur d'ancrage minimale pour les aciers de flexion  
Title: lisses dans les poutres en béton armé

**Auteur:** Olivier Gaillet  
Author:

**Date:** 1999

**Type:** Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

**Référence:** Gaillet, O. (1999). Étude de la longueur d'ancrage minimale pour les aciers de flexion lisses dans les poutres en béton armé [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie. <https://publications.polymtl.ca/8721/>  
Citation:

 **Document en libre accès dans PolyPublie**  
Open Access document in PolyPublie

**URL de PolyPublie:** <https://publications.polymtl.ca/8721/>  
PolyPublie URL:

**Directeurs de recherche:** Bruno Massicotte  
Advisors:

**Programme:** Non spécifié  
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉTUDE DE LA LONGUEUR D'ANCRAGE MINIMALE  
POUR LES ACIERS DE FLEXION LISSES  
DANS LES POUTRES EN BÉTON ARMÉ

OLIVIER GAILLET  
DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES  
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION  
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE EN SCIENCES APPLIQUÉES  
(GÉNIE CIVIL)

MAI 1999



National Library  
of Canada

Acquisitions and  
Bibliographic Services

395 Wellington Street  
Ottawa ON K1A 0N4  
Canada

Bibliothèque nationale  
du Canada

Acquisitions et  
services bibliographiques

395, rue Wellington  
Ottawa ON K1A 0N4  
Canada

*Your file Votre référence*

*Our file Notre référence*

The author has granted a non-exclusive licence allowing the National Library of Canada to reproduce, loan, distribute or sell copies of this thesis in microform, paper or electronic formats.

The author retains ownership of the copyright in this thesis. Neither the thesis nor substantial extracts from it may be printed or otherwise reproduced without the author's permission.

L'auteur a accordé une licence non exclusive permettant à la Bibliothèque nationale du Canada de reproduire, prêter, distribuer ou vendre des copies de cette thèse sous la forme de microfiche/film, de reproduction sur papier ou sur format électronique.

L'auteur conserve la propriété du droit d'auteur qui protège cette thèse. Ni la thèse ni des extraits substantiels de celle-ci ne doivent être imprimés ou autrement reproduits sans son autorisation.

0-612-53574-6

Canada

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

ÉTUDE DE LA LONGUEUR D'ANCRAGE MINIMALE  
POUR LES ACIERS DE FLEXION LISSES  
DANS LES POUTRES EN BÉTON ARMÉ

présenté par : GAILLET Olivier

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. LÉGER Pierre, Ph.D., président

M. MASSICOTTE Bruno, Ph.D., membre et directeur de recherche

M. TREMBLAY Robert, Ph.D., membre

## DÉDICACE

À la mémoire d'un ami.

---

## REMERCIEMENTS

Je tiens d'abord à remercier mon directeur de recherche, M. Bruno Massicotte, professeur titulaire à l'École Polytechnique, pour l'appui et la confiance qu'il m'a accordés et pour le support technique constant qu'il a fourni tout au long de ce projet.

Je tiens également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce projet mais sans qui la réalisation de ce mémoire aurait été difficile, voire impossible, en particulier mes parents, mon frère, MM. Patrick Lamontagne, Bart Mossor, Stéphane Aubé et Éric Lachapelle. Je voudrais également souligner la contribution de l'équipe du Laboratoire de Structures, MM. Gérard Degrange, Denis Fortier et Patrice Bélanger.

Des remerciements très particuliers sont adressés à ma copine Marie-Claude Michaud pour son support tant moral que technique ainsi que pour l'apport de son expertise dans l'élaboration et la rédaction du projet.

Finalement, je voudrais remercier le ministère des Transport du Québec ainsi que les Fonds FCAR et CRSNG pour leur support financier qui a permis la réalisation du volet expérimental en collaboration avec Lafarge Canada Inc. qui a fait don du ciment.

## RÉSUMÉ

Les armatures lisses ont été utilisées dans le béton armé depuis son invention dans les années 1880 jusqu'à l'apparition des premières barres crénelées commerciales, vers la fin des années 1950. Cet intervalle correspondant à une époque plutôt prospère durant laquelle les armatures lisses ont été utilisées dans la construction de nombreux bâtiments et ouvrages routiers. Il s'avère qu'au Québec, et en Amérique du Nord en général, une grande quantité de ponts en béton armé, encore utilisés aujourd'hui, ont été construits à la fin de cette époque.

Le fait que l'effort de flexion ne soit pas constant tout le long de la portée des poutres a forcé les ingénieurs de l'époque, soucieux de minimiser les quantités de matériaux, à interrompre les barres dans les zones où celles-ci n'étaient plus requises. Cette interruption nécessitait d'ancrer les barres à l'intérieur de la portée. L'évaluation récente de certains ponts construits à cette époque révèle des fissures qui indiquent que les méthodes de calculs et les hypothèses utilisées pour calculer ces longueurs d'ancrage étaient probablement erronées.

Ce mémoire propose une étude à trois volets permettant de déterminer, avec le plus de précision possible, une valeur pour l'adhérence et l'ancrage des barres d'armatures lisses, cette valeur devant par la suite permettre d'évaluer des ouvrages existants construits avec de telles barres.

Le premier volet, expérimental, comprenait une série de douze essais d'arrachement, suivi d'essais de flexion sur cinq poutres en béton armé. Le programme expérimental a été réalisé au Laboratoire de Structures de l'École Polytechnique de Montréal. Le dimensionnement des poutres était représentatif des ponts conçus en

Amérique du Nord entre les années 1940 et 1960, tant dans le choix des sections que dans celui des matériaux utilisés.

Les résultats de l'étude ont démontré que le calcul des longueurs de développement n'était pas en faute et qu'il était possible d'atteindre la limite élastique de l'acier des armatures avec les hypothèses utilisées à l'époque. Cependant l'étude a également démontré qu'il était impossible d'aller au-delà de cette limite, ce qui engendre des problèmes de résistance résiduelle et, donc, de ductilité.

Finalement, les résultats ont été comparés aux valeurs provenant de codes de pratique de l'époque et d'aujourd'hui, notamment la norme de construction en béton armé (CAN3-A23.3-M94) et la norme canadienne de conception des ponts routiers (CAN/CSA-S6-88).

## ABSTRACT

Plain steel bars used as reinforcement in concrete have been used in reinforced concrete since its first appearance in 1880 up to the introduction of commercial deformed bars at the end of the 1950's. This period corresponds to a flourishing era during which several buildings and bridges were built with this plain bar reinforcement. In the province of Quebec, as well as in the whole North America, many of these reinforced concrete bridges are still in use today.

Bending moment in bridge girders, which are generally long, varies along their length, and design engineers willing to save material use to interrupt the reinforcement where it was not required. Therefore reinforcing bars had to be anchored within the span of the girders. Recent studies on existing bridge girders showed excessive cracking and large deflection that seem to invalidate the methods and the assumptions that were used in design of these girders.

This thesis presents the results of a three phase study performed to obtain a reliable value of the bond resistance for plain reinforcing bars. In addition, the behaviour of reinforcement under ultimate load is also investigated to evaluate more accurately the flexural capacity of existing bridges.

The experimental part of this study consisted of twelve pull-out test on plain bars and a series of five flexural tests on full scale beams. All tests were performed at the Structures laboratory of École Polytechnique de Montréal. The beams have been designed according to procedures used in bridge design between 1940 and 1960, all the parameters being the same from the dimensions to the materials.

The results of the study show that the methods and assumptions used in the development length calculations were not faulty and it is possible to develop full capacity of plain reinforcing bars. The study also indicated, however, that even if the yield can be reached, it was not possible to develop stress above this limit, which cause residual over-strength and ductility problems.

Finally, the results have been compared to current code values, namely the Reinforced Concrete Building Code (CAN3 A23.3-M94) and the Canadian Bridge Building Code (CAN/CSA S6-88).

## TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE.....	iv
REMERCIEMENTS .....	v
RÉSUMÉ.....	vi
ABSTRACT .....	viii
TABLE DES MATIÈRES .....	x
LISTE DES TABLEAUX.....	xvii
LISTE DES FIGURES.....	xviii
LISTE DES NOTATIONS ET SYMBOLES .....	xxii
LISTE DES ANNEXES.....	xxvii

### CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 Historique .....	1
1.2 Comportement des poutres armées avec des armatures lisses.....	4
1.3 Évaluation de la capacité des ponts existants .....	5
1.4 Principes d'ancrage des barres d'armature .....	7
1.4.1 Transfert des efforts entre le béton et l'armature .....	7
1.4.2 Ancrages mécaniques .....	10
1.4.3 Traitement de l'ancrage des barres lisses dans les normes .....	11
1.5 Portée et méthodologie de l'étude .....	12
1.6 Contenu du mémoire .....	14

### CHAPITRE 2 ÉTUDE STATISTIQUE

2.1 Revue des méthodes d'essai.....	16
2.1.1 Méthodes d'essai .....	16

2.1.2	Instrumentation particulière .....	22
2.1.3	Méthode d'essai adoptée par la présente étude .....	23
2.2	Revue des observations expérimentales .....	24
2.2.1	Résultats des recherches effectuées par des Universités .....	25
2.2.2	Résultats des études de chercheurs indépendants .....	31
2.2.3	Conclusions générales .....	32
2.3	Analyse des résultats expérimentaux antérieurs .....	33
2.3.1	Classements .....	34
2.3.2	Principes statistiques .....	35
2.3.3	Valeurs expérimentales antérieures .....	40
2.3.4	Résumé .....	51

### CHAPITRE 3 PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

3.1	Buts du programme expérimental .....	53
3.2	Instrumentation.....	54
3.2.1	Jauges électriques.....	55
3.2.2	Capteurs de déplacement.....	56
3.2.3	Cellule de charge .....	57
3.2.4	Système d'acquisition de données .....	58
3.3	Essais d'arrachement.....	59
3.3.1	Hypothèses de conception .....	60
3.3.2	Paramètres étudiés .....	61
3.3.3	Description des spécimens .....	63
3.3.3.1	Instrumentation.....	64
3.3.3.2	Montage et réalisation des essais.....	67
3.4	Poutres avec lit d'armature simple.....	68
3.4.1	Hypothèses de conception .....	70

3.4.2	Paramètres étudiés .....	73
3.4.3	Description des spécimens .....	74
3.4.3.1	Commentaires sur le type d'appui utilisé .....	76
3.4.3.2	Instrumentation.....	78
3.4.3.3	Montage et réalisation des essais.....	81
3.5	Poutres avec lit d'armature interrompu.....	84
3.5.1	Hypothèses de conception .....	84
3.5.2	Paramètres étudiés .....	87
3.5.3	Description du spécimen .....	88
3.5.3.1	Instrumentation.....	91
3.5.3.2	Montage et réalisation des essais.....	93
3.6	Caractérisation des matériaux.....	94
3.6.1	Acier .....	95
3.6.1.1	Armature longitudinale.....	95
3.6.1.2	Armature transversale.....	99
3.6.2	Béton .....	99

## CHAPITRE 4 RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX

4.1	Essais d'arrachement.....	102
4.1.1	Comportement sous chargement .....	103
4.1.1.1	Spécimens A800-1, 2 & 3 .....	103
4.1.1.2	Spécimens A1200-1, 2 & 3 .....	105
4.1.1.3	Spécimens A1600-1, 2 & 3 .....	107
4.1.1.4	Spécimens A2000-1, 2 & 3 .....	108
4.1.1.5	Comparaison des résultats .....	110
4.1.2	Type de ruptures observées .....	113
4.2	Essais de flexion sur des poutres avec lit d'armature simple.....	114

4.2.1	Spécimen P1000 .....	115
4.2.1.1	Comportement lors de l'essai.....	117
4.2.1.2	Étude de la flèche .....	120
4.2.1.3	Comportement spécifique de l'armature longitudinale....	121
4.2.1.4	Traitement de l'effet du frottement au appuis .....	124
4.2.2	Spécimen P1500 .....	127
4.2.2.1	Comportement lors de l'essai.....	127
4.2.2.2	Étude de la flèche .....	128
4.2.2.3	Comportement spécifique de l'armature longitudinale....	129
4.2.2.4	Importance des effets du frottement aux appuis.....	131
4.2.3	Spécimen P2000 .....	132
4.2.3.1	Comportement lors de l'essai.....	132
4.2.3.2	Étude de la flèche .....	135
4.2.3.3	Comportement spécifique de l'armature longitudinale....	137
4.2.3.4	Importance des effets du frottement aux appuis.....	140
4.2.4	Spécimen P3000 .....	141
4.2.4.1	Comportement lors de l'essai.....	142
4.2.4.2	Étude de la flèche .....	144
4.2.4.3	Comportement spécifique de l'armature longitudinale....	145
4.2.4.4	Importance des effets du frottement aux appuis.....	147
4.2.5	Comparaison des moments développés.....	148
4.2.6	Comportement dans le temps .....	151
4.3	Essais de flexion sur une poutre avec lit d'armature interrompu.....	155
4.3.1	Comportement sous chargement .....	158
4.3.2	Étude de la flèche .....	162
4.3.3	Comportement spécifique de l'armature longitudinale.....	163
4.3.3.1	Comportement du lit inférieur .....	164
4.3.3.2	Comportement du lit supérieur.....	165

4.3.3.3 Interdépendance des lits d'armature.....	167
4.3.4 Type de rupture observée .....	169
4.3.5 Comparaison des moments développés.....	172
4.3.6 Comparaison des flèches relatives.....	173

## CHAPITRE 5 ANALYSE DES RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX

5.1 Type de ruptures observées .....	175
5.1.1 Essais d'arrachement.....	176
5.1.2 Essais de flexion sur des poutres .....	178
5.2 Influence du type de sollicitation .....	182
5.3 Influence de la longueur noyée.....	183
5.4 Influence de l'ancrage mécanique .....	184
5.5 Influence de l'interruption d'un lit d'armature .....	185
5.6 Longueur de développement observée .....	188
5.7 Longueur de développement de calcul .....	190
5.7.1 Formulation de la longueur de développement ( $\ell_{dev}$ ).....	190
5.7.2 Formulation du coefficient de tenue de l'adhérence ( $\phi_a$ ) .....	191
5.7.3 Paramètres statistiques .....	193
5.7.4 Comparaison avec les équations des normes.....	196
5.7.4.1 Équation proposée par la norme ACI 1950 .....	197
5.7.4.2 Équation proposée par l'Euro-Code (ENV-1992-1).....	198
5.7.4.3 Équation proposée par l'étude de F.W. Taylor et Al. (1925).....	199
5.7.4.4 Résumé et application à l'évaluation des ponts.....	200

## CHAPITRE 6 MÉTHODE DE CALCUL PROPOSÉE

6.1	Présentation de la méthode proposée .....	202
6.1.1	Utilisation du support informatique .....	204
6.1.2	Géométrie du pont et de la section .....	205
6.1.3	Calcul de la sollicitation .....	207
6.1.4	Calcul de la longueur de développement de l'armature considérée .....	211
6.1.5	Calcul de la résistance au moment .....	213
6.1.6	Calcul de la résistance à l'effort tranchant .....	215
6.1.7	Comparaison des résultats .....	217
6.1.8	Prise en compte du schéma de fissuration .....	219

## CHAPITRE 7 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

7.1	Résumé du projet .....	225
7.2	Effets des paramètres étudiés .....	227
7.2.1	Longueur de développement .....	228
7.2.1.1	Effet sur la résistance .....	228
7.2.1.2	Effet sur la ductilité .....	230
7.2.1.3	Effet sur la rapidité de la rupture .....	230
7.2.2	Effet du type d'ancrage .....	231
7.2.3	Schéma de fissuration .....	232
7.2.4	Remarques générales .....	233
7.3	Comportement à la rupture .....	234
7.3.1	Rupture locale .....	234
7.3.2	Rupture globale .....	236
7.4	Suggestions pour études futures .....	237

RÉFÉRENCES.....239

ANNEXES .....246

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1: Comparaison des longueurs de développement .....	51
Tableau 3.1: Caractéristiques des capteurs de déplacement.....	57
Tableau 3.2: Données spécifiques aux spécimens d'arrachement.....	64
Tableau 3.3: Données spécifiques à l'armature transversale des spécimens de poutre ....	75
Tableau 3.4: Longueurs d'ancrage disponibles dans les spécimens de poutre.....	76
Tableau 3.5: Caractéristiques supplémentaires sur l'acier.....	96
Tableau 3.6: Proportions des ingrédients du mélange de béton.....	100
Tableau 4.1: Contraintes d'adhérence présentées par les spécimens d'arrachement ..	112
Tableau 4.2: Moments développés par les spécimens de poutre.....	149
Tableau 5.1: Distribution statistique des paramètres de l'étude.....	194
Tableau 5.2: Longueur de développement en fonction de l'indice de sécurité pour une armature de 25,4 mm.....	196

## LISTE DES FIGURES

Figure 1.1: Coupole du Panthéon de Rome (27 av. J.-C.) .....	2
Figure 1.2: Distribution des contraintes béton-acier .....	8
Figure 1.3: Distribution des contraintes de pression dans un ancrage par crochet .....	10
Figure 2.1: Spécimen de poutre avec partie médiane de l'armature dénudée.....	19
Figure 2.2: Instrumentation interne d'une barre d'armature .....	22
Figure 2.3: Comparaison des méthodes de calcul de la longueur de développement .....	39
Figure 2.4: Adhérence en fonction de la longueur noyée pour des armatures de 6,35 mm de diamètre .....	42
Figure 2.5: Adhérence en fonction de la longueur noyée pour des armatures de 9,525 mm de diamètre .....	44
Figure 2.6: Adhérence en fonction de la longueur noyée pour des armatures de 15,875 mm de diamètre .....	46
Figure 2.7: Adhérence en fonction de la longueur noyée pour des armatures de 19,05 mm de diamètre .....	48
Figure 2.8: Adhérence en fonction de la longueur noyée pour des armatures de précontrainte de 6,35 et 12,7 mm de diamètre.....	50
Figure 3.1: Spécimen typique d'essai d'arrachement.....	63
Figure 3.2: Disposition des éléments à l'extrémité chargée d'un spécimen d'arrachement .....	65
Figure 3.3: Disposition de l'instrumentation à l'extrémité libre d'un spécimen d'arrachement .....	66

Figure 3.4: Section typique d'un spécimen de poutre.....	70
Figure 3.5: Instrumentation typique d'un spécimen d'essai de flexion sur poutre avec lit d'armature simple.....	75
Figure 3.6: Cage d'armature typique d'un spécimen de poutre.....	77
Figure 3.7: Indentation centrale montrant le lit d'armature d'un spécimen de poutre .....	79
Figure 3.8: Manchons d'extrémité sur les armatures longitudinales.....	80
Figure 3.9: Appareil de mise en charge à ressort .....	82
Figure 3.10: Sections du spécimen de poutre avec armature interrompue .....	85
Figure 3.11: Spécimen de poutre avec lit d'armature interrompu (P-4900).....	89
Figure 3.12: Instrumentation du spécimen d'essai de flexion sur poutre avec lit d'armature interrompu.....	90
Figure 3.13: Appui à rouleaux.....	91
Figure 3.14: Capteur de déplacement mesurant le glissement des armatures interrompues en travée .....	92
Figure 3.15: Relation contrainte-déformation de l'acier d'armature de flexion.....	97
Figure 3.16: Effet de la contrainte sur le diamètre des armatures.....	98
Figure 4.1: Contraintes en fonction du déplacement de l'extrémité libre .....	104
Figure 4.2: Contraintes en fonction du déplacement de l'extrémité libre .....	106
Figure 4.3: Contraintes en fonction du déplacement de l'extrémité libre .....	107
Figure 4.4: Contraintes en fonction du déplacement de l'extrémité libre .....	109
Figure 4.5: Contraintes moyennes des essais d'arrachement .....	111
Figure 4.6: Schématisation du comportement du spécimen P1000 lors des essais.....	116
Figure 4.7: Charge en fonction des déformations lors de la première solicitation du spécimen P1000 .....	118
Figure 4.8: Graphique de la charge en fonction de la flèche au centre pour l'essai P1000-2.....	120

Figure 4.9: Graphique du glissement et des déformations observés dans les armatures lors de l'essai P1000-2 .....	123
Figure 4.10: Schématisation de l'effet du frottement des appuis .....	125
Figure 4.11: Graphique de la charge en fonction de la flèche au centre pour l'essai P1500 .....	128
Figure 4.12: Graphique du glissement et des déformations observés dans les armatures lors de l'essai P1500 .....	130
Figure 4.13: Fissure typique d'une rupture par insuffisance d'adhérence .....	134
Figure 4.14: Graphique de la charge en fonction de la flèche au centre pour l'essai P2000 .....	135
Figure 4.15: Graphique du glissement et des déformations observés dans les armatures lors de l'essai P2000 .....	137
Figure 4.16: Graphique du glissement différentiel des armatures .....	139
Figure 4.17: Graphique de la charge en fonction de la flèche au centre pour l'essai P3000 .....	144
Figure 4.18: Graphique des déformations observées dans les armatures lors de l'essai P3000 .....	146
Figure 4.19: Graphique comparatif des moments développés par les spécimens de poutre .....	151
Figure 4.20: Comparaison du comportement des spécimens dans le temps.....	154
Figure 4.21: Spécimen P4900 avant l'essai.....	157
Figure 4.22: Fissuration du côté ancré par adhérence de l'armature longitudinale .....	159
Figure 4.23: Ouverture d'une fissure à la capacité ultime .....	161
Figure 4.24: Schéma de fissuration du spécimen P4900.....	161
Figure 4.25: Graphique de la charge en fonction de la flèche au centre pour l'essai P4900 .....	163
Figure 4.26: Comportement du lit inférieur du spécimen P4900 .....	165
Figure 4.27: Comportement du lit supérieur du spécimen P4900 .....	166

Figure 4.28: Comportement des armatures du spécimen P4900 .....	168
Figure 4.29: Comparaison entre le moment résistant et le moment ultime msuré.....	171
Figure 4.30: Moments résistants en fonction de la section utilisée .....	172
Figure 4.31: Déflexion de la poutre sous le chargement ultime .....	174
Figure 5.1: Progression de la contrainte lors d'un essai d'arrachement.....	177
Figure 6.1: Propriétés de la section de la poutre de calcul .....	205
Figure 6.2: Disposition des aciers longitudinaux et transversaux dans la poutre de calcul.....	206
Figure 6.3: Enveloppes des efforts de cisaillement et de flexion causés par le camion .	208
Figure 6.4: Efforts de cisaillement et de flexion causés par les charges réparties.....	209
Figure 6.5: Enveloppes des efforts globaux de cisaillement et de flexion exercés sur poutre de calcul .....	210
Figure 6.6: Distribution de la capacité en fonction de la longueur noyée.....	212
Figure 6.7: Méthode des sections planes .....	213
Figure 6.8: Résistance à la flexion en fonction de la position de la section.....	214
Figure 6.9: Résistance au cisaillement en fonction de la position de la section.....	217
Figure 6.10: Comparaison de la sollicitation et de la résistance pour la poutre de calcul .....	218
Figure 6.11: Sollicitation relative en flexion pour la poutre de calcul.....	220
Figure 6.12: Résistance au cisaillement pondérée tenant compte de la fissuration.....	223

## LISTE DES NOTATIONS ET SYMBOLES

### 1. Notation: alphabet latin

$A_b$	: aire de la barre d'armature considérée;
$A_s$	: aire totale de l'armature longitudinale (tension);
$A'_s$	: aire totale de l'armature longitudinale (compression);
$A_v$	: aire totale de l'acier de cisaillement (deux branches de l'étrier);
$A_{vmin}$	: aire d'armature transversale minimale requise;
$a$	: profondeur du bloc de compression équivalent;
$b$	: largeur de la poutre;
$b_w$	: largeur de l'âme de la poutre;
$c$	: profondeur de l'axe neutre;
$C$	: Résultante des contraintes de compression dans une poutre;
$d$	: distance entre la fibre extrême en compression du béton et le centre de gravité des aciers de flexion;
$d_b$	: diamètre de l'acier d'armature considéré;
$d_{cs}$	: couvert minimum d'une armature ou 2/3 de l'espacement c/c;
$d_v$	: distance entre la résultante des forces de compression et des forces de traction sur une section;
$E_c$	: module d'élasticité du béton;
$E_s$	: module d'élasticité de l'acier;
$e/c$	: rapport eau-ciment du béton (kg/kg);
$f_{bd}$	: contrainte d'adhérence béton-acier (Euro-Code);
$f'_c$	: résistance à la compression du béton (28 jours);
$f'_t$	: résistance à la traction du béton (28 jours);
$f_s$	: contrainte dans l'acier d'armature longitudinal;

$f_{pu}$	: contrainte ultime dans l'acier de précontrainte;
$f_y$	: limite élastique de l'armature longitudinale;
$f_{vy}$	: limite élastique de l'armature transversale;
$f'_y$	: limite élastique de l'armature longitudinale de compression;
$f_u$	: résistance ultime de l'armature longitudinale;
$f_{vu}$	: résistance ultime de l'armature transversale;
$f'_u$	: résistance ultime de l'armature longitudinale de compression;
$F_j$	: facteur de jauge;
$h$	: hauteur totale de la section;
$k_1$	: facteur de modification pour la position de la barre d'armature;
$k_2$	: facteur de modification pour la surface de la barre d'armature;
$k_3$	: facteur de modification pour la densité du béton;
$k_4$	: facteur de modification pour la dimension de la barre d'armature;
$K_{tr}$	: indice du renforcement à l'effort tranchant;
$L$	: longueur de la travée;
$l_a$	: longueur de barre;
$l_{dev}$	: longueur de développement;
$l_{equ(25MPa)}$	: longueur de développement équivalente pour du béton de 25 MPa;
$l_{exp}$	: longueur de développement expérimentale;
$M$	: moment agissant sur la section;
$M_r$	: moment résistant de la section;
$M_f$	: moment pondéré agissant sur la section;
$N_f$	: effort normal sur la section;
$p$	: périmètre d'une barre d'armature;
$P$	: charge totale appliquée à une poutre;

$R$	: résistance d'une jauge d'extensométrie ou, : résistance unitaire (Chapitre 5);
$\overline{R}$	: résistance moyenne;
$s$	: espacement des étriers;
$S_{rel}$	: surface relative des armatures;
$t$	: recouvrement des armatures longitudinales;
$T$	: force de traction dans l'armature longitudinale;
$T_s$	: force de traction dans l'acier;
$u$	: contrainte d'adhérence béton-acier;
$\overline{U}$	: effet moyen des charges;
$v_f$	: contrainte de cisaillement sur une section;
$V$	: effort tranchant total exercé sur la section;
$V_c$	: contribution du béton à la résistance à l'effort tranchant de la section;
$V_{cg}$	: contribution du béton à la résistance à l'effort tranchant de la section (méthode générale);
$V_r$	: résistance à l'effort tranchant de la section;
$V_{rg}$	: résistance à l'effort tranchant de la section (méthode générale);
$V_{sg}$	: contribution de l'acier à la résistance à l'effort tranchant de la section (méthode générale);
$V_s$	: contribution de l'acier à la résistance à l'effort tranchant de la section;
$V_{uc}$	: contribution du béton à la résistance à l'effort tranchant à l'ultime;
$V_{us}$	: contribution de l'acier à la résistance à l'effort tranchant à l'ultime;
$V_\alpha$	: variance de l'adhérence (chapitre 5);
$V_{db}$	: variance du diamètre de l'armature (chapitre 5);
$V_{fy}$	: variance de la limite élastique de l'armature (chapitre 5);
$V_r$	: variance de la résistance (chapitre 5);

$V_{t_u}$	: variance de la contrainte d'adhérence (chapitre 5);
$V_r$	: coefficient de variation de la résistance (chapitre 5);
$V_u$	: coefficient de variation de la force (chapitre 5);

## 2. Notation: alphabet grec

$\alpha$	: coefficient de séparation;
$\alpha_1$	: facteur de contribution de la résistance en compression du béton;
$\beta$	: facteur de contribution de la résistance à l'effort tranchant du béton ou, : facteur de sécurité (chapitre 5);
$\Delta$	: flèche au centre d'une poutre;
$\Delta R$	: variation de la résistance d'une jauge;
$\varepsilon$	: déformation d'une jauge d'extensométrie;
$\varepsilon_s$	: déformation dans l'armature longitudinale;
$\varepsilon_y$	: déformation liée à la limite élastique de l'acier;
$\varepsilon_x$	: déformation longitudinale à la fibre inférieure d'une poutre;
$\lambda$	: facteur qui tient compte de la densité du béton;
$\phi$	: coefficient de variabilité d'un paramètre;
$\phi_a$	: coefficient de tenue de l'adhérence;
$\phi_c$	: coefficient de tenue du béton (0,6);
$\phi_s$	: coefficient de tenue de l'acier (0,85);
$\rho_{min}$	: rapport minimal d'armature de flexion;
$\rho_{max}$	: rapport maximal d'armature de flexion;
$\rho_s$	: rapport d'armature longitudinale ( $A_s/bd$ );

$\gamma_c$	: masse volumique du béton frais;
$\gamma_r$	: variance de la résistance;
$\theta$	: angle de fissuration par rapport à la verticale;
$\nu$	: coefficient de Poisson;
$\mu$	: coefficient de friction aux appuis;
$\tau_a$	: contrainte d'adhérence moyenne de calcul;
$\tau_g$	: contrainte d'adhérence moyenne au glissement;
$\tau_{max}$	: contrainte d'adhérence moyenne maximale;
$\tau_{rés}$	: contrainte d'adhérence moyenne résiduelle.

## LISTE DES ANNEXES

Annexe A: TABLEAUX DES VALEURS NUMÉRIQUES D'ADHÉRENCE.....	244
Annexe B: FICHES TECHNIQUES DES JAUGES ÉLECTRIQUES D'EXTENSOMÉTRIE .....	250
Annexe C: PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT D'UN PONT DE WHEATSTONE .....	255
Annexe D: TABLEAUX DES VALEURS DE RÉSISTANCE SPÉCIFIQUES À CHAQUE SPÉCIMEN.....	257
Annexe E: TABLE DES RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX OBTENUS DES SPÉCIMENS D'ARRACHEMENT.....	263

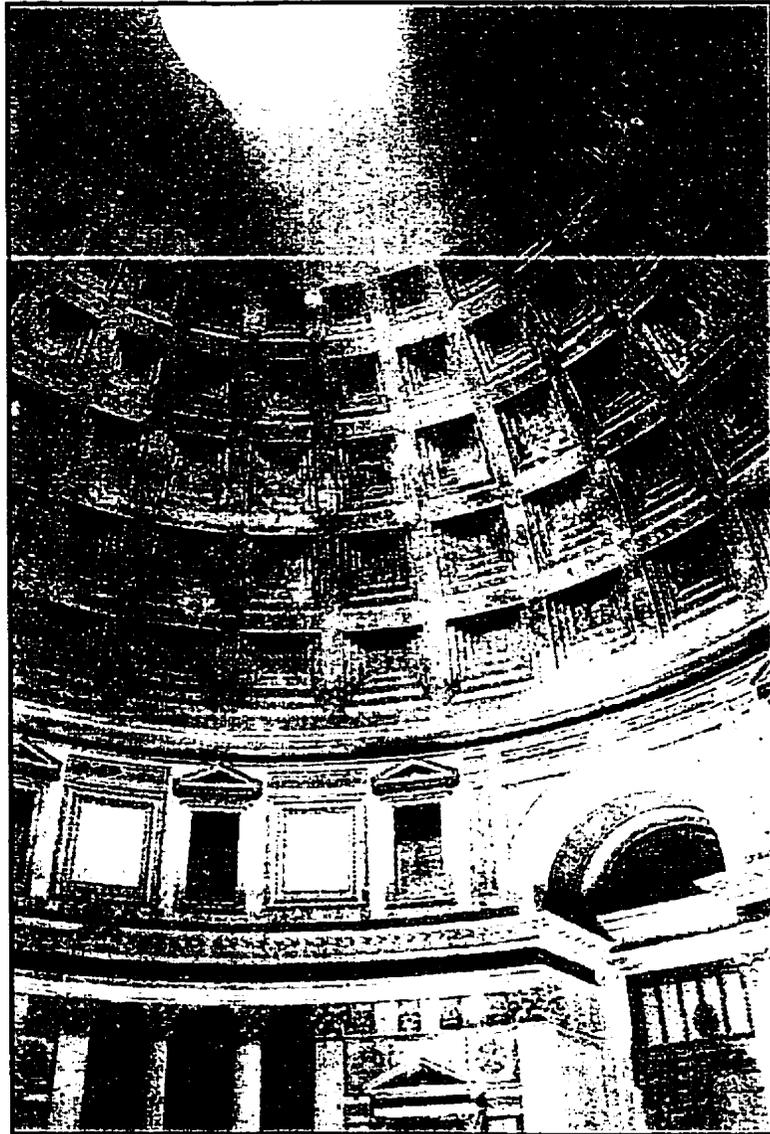
## **CHAPITRE 1**

### **INTRODUCTION**

Ce chapitre comporte un bref historique de l'utilisation du béton armé suivi d'une description des problèmes encourus suite à l'utilisation de barres d'armature lisses. Il présente également l'origine et les objectifs du projet de recherche ainsi qu'une description de l'approche utilisée. Finalement, on y présente un survol des sujets abordés dans chaque chapitre du présent mémoire.

#### **1.1 Historique**

Déjà, à l'époque de l'Empire Romain, le béton était couramment utilisé dans la confection de plusieurs ouvrages d'importance, dont, entre autres, le Panthéon de Rome construit en 27 av. J.-C. (Walther et Miehlsbradt, 1990). Cependant, toutes les pièces constituées de ce matériau ne pouvaient être soumises qu'à des efforts de compression, la résistance en traction du béton étant insuffisante.



**Figure 1.1: Coupole du Panthéon de Rome (27 av. J.-C.).**

Il fallut attendre la fin du siècle dernier pour voir apparaître l'utilisation des premières formes de béton armé. En effet ce n'est que vers 1850 que le Français Joseph Monier obtint le premier brevet portant sur l'utilisation de l'acier comme armature dans le béton. Par la suite, de nombreux autres brevets furent attribués quant à l'utilisation du béton armé dans un grand nombre d'applications, les tuyaux, les réservoirs, les dalles et, surtout, les ponts.

Les premières formes de béton armé étaient très rudimentaires, le béton utilisé étant de piètre qualité, avec un rapport eau/ciment très élevé et une mauvaise compaction. De son côté, l'acier servant d'armature ne possédait qu'une résistance minimale et sa surface était lisse.

Au début du XX<sup>ème</sup> siècle, la révolution industrielle favorisait une économie florissante et un grand nombre de projets d'envergure eurent lieu durant cette période. L'augmentation continue de la circulation automobile favorisa l'expansion des réseaux routiers et avec ceux-ci le nombre de ponts. À cette époque, la main d'œuvre était relativement bon marché et, de ce fait, la construction de ponts en béton armé était beaucoup plus économique, pour de courtes et de moyennes portées. Un très grand nombre de ponts ont donc été construits durant cette période. L'apparition et l'évolution des aciers d'armature crénelés eurent lieu progressivement durant les années 1940 et 1950. À partir de 1950, le code américain ACI spécifiait que l'utilisation d'armatures lisses sans ancrage mécanique était prohibée (ACI Committee 318, 1950). Par conséquent, la plupart des ponts construits avant 1950 comprennent donc des armatures lisses, sans ancrage mécanique, offrant très peu d'adhérence avec le béton.

Les barres d'armature lisses utilisées étaient de deux types: les sections circulaires et les sections carrées. Ces barres n'offraient pas une adhérence intéressante et les méthodes de calculs étaient très empiriques. Cette lacune du point de vue de l'adhérence fut constatée au début des années 1940 (Watstein, 1941) et certaines barres crénelées apparurent alors sur le marché. Cependant il fallu attendre l'année 1947 pour qu'apparaisse la première norme en Amérique du Nord, ASTM A305-47T, concernant la fabrication des armatures crénelées (Mains, 1951). D'abord très peu efficaces, les concepts de crénelure évoluèrent jusqu'à leur apparence et leur efficacité actuelles.

## 1.2 Comportement des poutres armées avec des armatures lisses

Avec l'augmentation continue des charges routières sur les ponts et, la tendance populaire croissante dans le domaine du bâtiment à modifier la vocation de bâtiments existants, la nécessité de pouvoir déterminer avec précision la capacité de structures existantes se fait ressentir de plus en plus. Or, certaines constatations faites sur des structures existantes semblent démontrer que plusieurs de celles-ci ne semblent pas posséder la capacité pour laquelle elles ont été conçues.

Lors de l'évaluation ou, simplement, d'une inspection de routine, certains ponts routiers ont en effet démontré une fissuration excessive de leurs poutres principales. Cette fissuration fut tout d'abord associée à une lacune au niveau de la résistance en cisaillement, compte tenu de la quantité minimale d'étriers qui était permise dans les normes de construction de l'époque. Cependant, certaines de ces fissures furent également observées dans des poutres contenant une armature transversale suffisante, ce qui remet en question l'hypothèse selon laquelle seule la faible résistance en cisaillement était en cause (Taub et Neville, 1960 et Bonneau et Massicotte, 1994).

En fait, toutes les constructions en béton armé reposent sur l'hypothèse d'une action composite totale, c'est à dire que le béton et l'acier sont intimement liés l'un à l'autre, et toute dérogation à cette hypothèse entraîne automatiquement une diminution de la capacité de la membrure considérée. Il semblerait que le comportement inadéquat des poutres, mentionné plus tôt, pourrait être lié à une lacune au niveau de l'ancrage des armatures lisses. Due à une sollicitation des barres d'armature près de leur limite élastique ou à l'application d'efforts répétés causés par les charges routières, les barres auraient perdu leur adhérence et se seraient mises à glisser, entraînant une fissuration sévère, semblable à celles causées par une rupture en cisaillement.

Une mauvaise évaluation de la longueur nécessaire pour développer la capacité en traction des armatures lisses serait à l'origine de ces ruptures. De surcroît, le comportement tout entier de l'action composite observée entre le béton et l'acier pourrait également être mis en cause. Les barres d'armatures, faute d'ancrage, ne pouvant développer leur pleine capacité, le comportement global à l'ultime et la résistance résiduelle pourraient être remis en question.

### **1.3 Évaluation de la capacité des ponts existants**

Le réseau routier du Québec compte près de 8500 ponts et viaducs, dont près de la moitié ont été conçus pour résister à des chargements deux fois inférieurs à ceux qui circulent actuellement sur nos routes. Avec l'augmentation continue des charges routières, cet état de fait s'aggrave de jour en jour. Pour demeurer compétitif et pour offrir un service adéquat, le réseau routier doit s'adapter en maximisant l'utilisation des structures existantes tout en évitant de causer des séquelles irréparables et coûteuses à ces dernières. Heureusement, les ponts conçus entre les années 30 et 50, qui sont encore nombreux à être en service, ont généralement été surdimensionnés, ayant été conçus suivant des normes et des méthodes de calcul différentes de celles utilisées aujourd'hui. Il incombe maintenant d'établir leur capacité réelle de la façon la plus exacte possible. L'évaluation de la capacité de ces ponts permet de déterminer s'ils peuvent adéquatement supporter les charges routières actuelles ou si on doit les renforcer ou les remplacer.

Au Québec, le ministère des Transports a élaboré un plan d'action en plusieurs points dont le deuxième concerne tout particulièrement le présent mémoire (Lemay, 1992);

- Développer un programme amélioré d'inspection;
- **Élaborer un programme d'évaluation des ponts potentiellement faibles;**
- Renforcer les mesures de contrôle routier des charges pour assurer le respect de la réglementation;
- Mettre sur pied un programme de renforcement pour augmenter la vie utile des structures existantes.

En ce qui concerne l'évaluation des ponts, le ministère des Transports utilise le Chapitre 12 de la norme CAN/CSA-S6-88 (supplément CSA, 1990). Cependant, cette norme ne traite pas spécifiquement de l'ancrage des barres lisses des structures existantes.

## 1.4 Principes d'ancrage des barres d'armature

### 1.4.1 Transfert des efforts entre le béton et l'armature

Les barres d'armature peuvent reprendre les efforts pour lesquels elles ont été dimensionnées qu'à condition qu'elles soient ancrées de façon adéquate. La force sollicitant chaque barre doit être transmise au béton progressivement si l'on désire éviter que ce dernier n'éclate sous une trop grande contrainte. La distance entre la section où la barre est encore pleinement sollicitée et son extrémité est appelée la longueur d'ancrage. Les ancrages doivent avoir une résistance suffisante et un comportement en service satisfaisant, ce qui implique (Walther et Miehlsbradt, 1990):

- À l'ultime: Sécurité au glissement  $\geq$  Sécurité à la rupture de la barre;
- En service: déplacement de l'extrémité libre de la barre  $\leq 0.01$  mm.

L'efficacité d'un ancrage dépend de plusieurs paramètres:

- type d'ancrage;
- diamètre de la barre (rapport section/périmètre);
- surface des aciers (présence ou absence de relief);
- qualité du béton (adhérence, résistance en traction);
- état de contrainte dans le béton (par exemple les zones d'appui;  
béton tendu ou en compression);
- type de sollicitations (permanentes ou cycliques);
- contrainte de traction dans la barre.

Le moyen le plus simple d'ancrer une barre est de la prolonger et d'assurer ainsi le transfert des efforts par l'adhérence de la barre dans le béton. La répartition des contraintes dans le béton et dans l'acier sur la longueur d'ancrage de la barre est schématisée à la figure 1.2. On peut également tracer l'évolution de la contrainte d'adhérence acier-béton le long de l'ancrage.

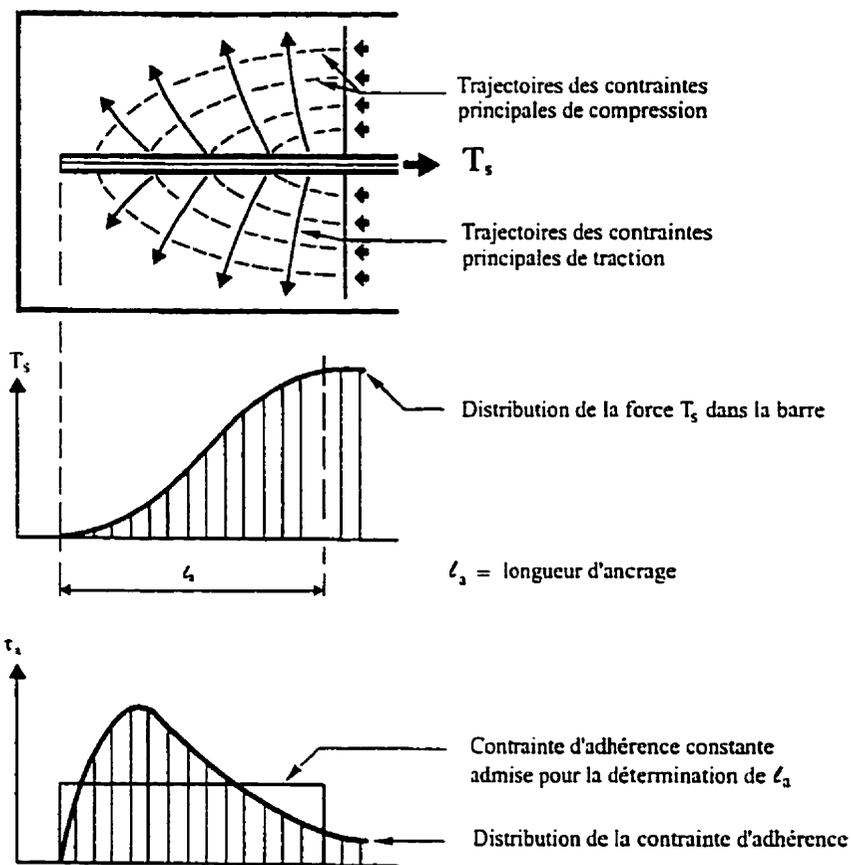


Figure 1.2: Distribution des contraintes béton-acier.

Comme le montre la figure 1.2, l'ancrage donne lieu à des tractions transversales dans le béton. Ces tractions transversales sont les plus fortes là où les contraintes d'adhérence sont maximales, c'est-à-dire dans le dernier tiers de la longueur d'ancrage. Dans cette région, le recouvrement de béton doit être suffisamment épais pour éviter l'éclatement sous l'action des tractions transversales.

On voit que la contrainte d'adhérence varie considérablement sur la longueur d'ancrage. Cependant, pour le calcul, on peut admettre une contrainte d'adhérence  $\tau_a$  moyenne. En exprimant l'équilibre du segment de barre de longueur  $\ell_a$  et de périmètre  $p$ , on peut trouver une expression de la longueur d'ancrage nécessaire:

$$\tau_a \cdot p \cdot \ell_a = A_s \cdot f_y \quad [1-1]$$

ou

$$\ell_a = \frac{1}{4} \cdot \frac{f_y}{\tau_a} \cdot d_b \quad [1-2]$$

Avec:

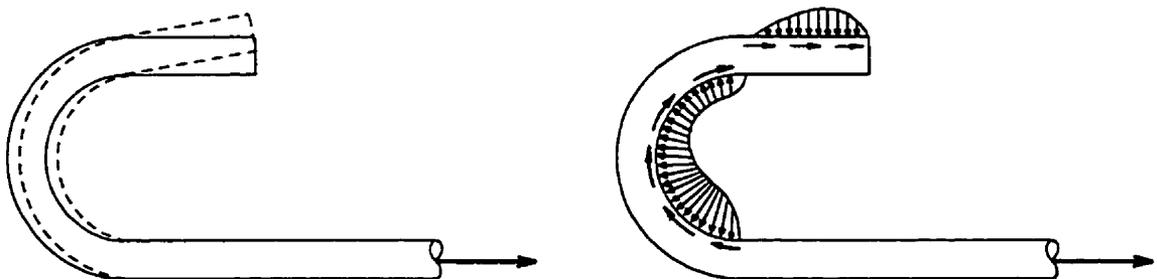
- $\ell_a$  = longueur d'ancrage de la barre;
- $\tau_a$  = contrainte d'adhérence moyenne;
- $A_s$  = aire de la section;
- $d_b$  = diamètre de l'armature;
- $f_y$  = limite élastique de l'armature.

On en déduit que la longueur d'ancrage doit être proportionnelle au diamètre de la barre et inversement proportionnelle à la contrainte moyenne de rupture d'adhérence, cette dernière dépendant des différents facteurs énumérés plus tôt. Enfin, pour une barre carrée de dimension  $d_b$ , on peut aisément démontrer que l'équation [1-2] s'applique également.

### 1.4.2 Ancrages mécaniques

Dans plusieurs applications, l'élément structural dans lequel prennent place les armatures ne possède pas une dimension ou une forme permettant de fournir une longueur d'ancrage rectiligne suffisante. Dans ces cas, ou encore dans le but d'assurer un ancrage complet, l'ancrage des barres peut également être assuré au moyen de crochets ronds ou en coude. Pour les aciers lisses, les crochets ronds et les plaques d'extrémité soudées constituent d'excellents moyens pour fournir un ancrage adéquat.

Grâce aux pressions locales très fortes s'exerçant sur le béton à l'intérieur du crochet (figure 1.3), un crochet rond est généralement capable d'assurer à lui seul la résistance à l'arrachement (Taub et Neville, 1960). Cependant, pour limiter le glissement, on fait précéder le crochet d'une certaine longueur d'ancrage, sur laquelle une partie de la force est reprise par adhérence. Cette longueur est évidemment inférieure à celle qui serait nécessaire pour un ancrage droit, d'où un gain d'espace.



**Figure 1.3: Distribution des contraintes de pression dans un ancrage par crochet.**

Pour limiter les pressions locales sur le béton et surtout éviter son écrasement, on prescrit généralement des rayons de pliage minimaux. Ces rayons minimaux permettent également un façonnage des armatures sans effet nuisible sur la résistance des aciers (pliage à froid).

Les crochets, comme les ancrages droits (plaques soudées, coudes) ne doivent pas être trop près de la surface du béton, afin d'éviter un éclatement sous l'action des tractions transversales. Les crochets des barres de bord seront donc tournés vers l'intérieur et non parallèlement à la surface du béton. S'il existe une compression transversale, il est avantageux de disposer les crochets dans un plan perpendiculaire aux contraintes de compression. Dans le cas contraire d'une traction transversale, il faut éviter d'orienter les crochets suivant les plans des fissures possibles.

La présence de barres transversales soudées vers l'extrémité d'une barre longitudinale permet de réduire la longueur d'ancrage de cette dernière. Dans ce cas, la force d'ancrage est transmise en partie par adhérence et en partie par l'intermédiaire des barres transversales.

#### 1.4.3 Traitement de l'ancrage des barres lisses dans les normes

En Amérique du Nord, les armatures lisses ne sont plus utilisées dans la confection d'ouvrages d'art depuis plus de 35 ans mais cette utilisation n'a pas fait état d'une régulation stricte. Ce phénomène s'explique par la transition progressive et naturelle s'étant effectuée entre l'utilisation des armatures lisses et crénelées. Déjà à la toute fin des années 1940, certains chercheurs mettaient en doute l'efficacité du lien béton-acier dans les ouvrages de béton armé (Wernisch, 1937). Pendant plus d'une décennie la plupart des codes de construction proposèrent des valeurs de contraintes admissibles empiriques afin de permettre aux ingénieurs de déterminer les longueurs d'ancrage nécessaires au dimensionnement. Il fallut cependant attendre jusqu'en 1950 pour que le code de dimensionnement américain (ACI) établisse une norme prohibant l'utilisation d'armatures lisses non ancrées par des crochets à leur extrémité (ACI Committee 318, 1950).

## 1.5 Portée et méthodologie de l'étude

Le but premier de la présente étude est d'obtenir, pour un type d'armature lisse largement utilisé, une valeur de longueur de développement. La valeur obtenue nous permettra d'utiliser un coefficient de tenue  $\phi$  plus précis (plus élevé) (CSA-S6-88, Chapitre 12) et donc une évaluation de la capacité du pont plus près de la réalité.

Le présent projet vise donc à déterminer avec plus de précision la capacité des poutres de ponts armées avec des armatures lisses et donc d'améliorer la compréhension des phénomènes impliqués dans leur comportement sous les charges d'utilisation et les charges ultimes, ceci dans le but de réduire les risques d'une rupture fortuite, tout en maintenant une utilisation optimale du réseau de ponts comportant de telles armatures.

La détermination de la longueur de développement a été effectuée selon une approche expérimentale en deux phases: la détermination d'une longueur d'ancrage nécessaire pour développer la capacité en traction des barres d'armature lisses et, en second lieu, une étude du comportement à l'ultime de poutres armées avec ce type d'armature, ceci afin de déterminer si la rupture observée est acceptable en ce qui a trait à la sécurité de l'ouvrage.

Le projet est scindé en trois volets distincts: une revue de la littérature existante, une compilation des essais antérieurs, un programme expérimental et un volet analytique global.

Tel que cité précédemment, le problème de l'adhérence entre les barres d'armature lisses et le béton dans une poutre n'est plus chose courante de nos jours, ceci étant dû à l'avènement des barres d'armature crénelées il y a près d'un demi-siècle. De plus, les armatures lisses n'ont pas fait état d'une étude exhaustive puisqu'à l'époque où

les premiers symptômes dus aux difficultés d'ancrage apparurent dans les structures on a cessé de les utiliser en les remplaçant par des barres crénelées qui étaient, à ce point de vue, beaucoup plus performantes. La majorité des études traitant des armatures lisses étaient en fait des études visant à démontrer que la performance des barres crénelées était de beaucoup supérieure.

La détermination de la longueur d'ancrage des barres lisses dut donc être établie d'une façon progressive. Une revue de la littérature est effectuée dans le but de se familiariser avec les différents aspects du sujet et d'établir de quelle façon il était convenu, à l'époque, de déterminer les longueurs de développement des armatures lisses. Par la suite, une compilation des résultats des recherches antérieures est effectuée afin de déterminer, à partir d'une banque de données, une première évaluation de la valeur requise des longueurs d'ancrage. Suite à cette étape, un programme expérimental est mis sur pied afin de déterminer si les valeurs obtenues de l'étape précédente étaient applicables à la conception et à l'évaluation de la capacité de poutres réelles.

Le programme expérimental est pour sa part divisé en trois parties. une étude préliminaire avec des essais d'arrachement, une série d'essais sur des poutres avec lit d'armature simple utilisant les résultats obtenus des essais d'arrachement et, finalement, la conception et la mise à l'essai d'une poutre avec lit d'armature double comportant l'interruption d'un des lits en travée. Ce dernier spécimen est celui, parmi tous les essais, qui est le plus représentatif d'une poutre de pont réelle.

En dernier lieu, une analyse générale de toutes les étapes du projet permet de proposer une valeur pour l'adhérence et de décrire le comportement sous charges de service et sous charges ultimes des poutres armées avec des barres d'armatures lisses.

## 1.6 Contenu du mémoire

En plus du présent chapitre d'introduction, le mémoire contient six chapitres qui présentent les parties bibliographique, expérimentale et analytique du projet.

Le chapitre 2 est principalement axé sur une étude de la littérature disponible sur le sujet traité dans le projet. On y présente l'étude bibliographique selon trois plans: les méthodes d'essais, les données issues d'observations et les valeurs numériques.

Le chapitre suivant traite de la partie expérimentale du projet d'un point de vue technique. On y fait le point sur les paramètres étudiés dans l'étude et sur la conception des spécimens en regard des valeurs recherchées. Ce chapitre fait également une description et une justification des matériaux utilisés dans la confection des spécimens, en présentant les règles suivies lors de leur caractérisation ainsi que leurs valeurs numériques.

Les deux chapitres qui suivent, soient le chapitre 4 et le chapitre 5, présentent les résultats expérimentaux. Au chapitre 4, on présente les résultats numériques obtenus des essais. De plus, lorsque c'est le cas, on y présente des observations sur le comportement des spécimens pendant les essais (rapidité des ruptures, état de fissuration, etc.). Dans le chapitre 5, on présente l'analyse des résultats obtenus à l'étape précédente. À partir des valeurs numériques et des observations faites, un jugement est porté sur différents aspects dont la longueur de développement effective, l'influence du type de sollicitation, le type de rupture observée et les effets de l'ancrage mécanique.

Dans le chapitre 6 on propose une application directe de la longueur de développement déterminée lors de l'étude. Cette application est d'abord faite sur les spécimens proposés sous le volet expérimental de la présente étude dans un but de validation de la méthode. Par la suite, la méthode de calcul est appliquée à une poutre réelle de pont afin de déterminer sa capacité réelle et ainsi fournir un exemple d'application de la méthode. Finalement, les résultats des analyses font état d'une critique ainsi que des recommandations relatives aux limites d'application de la méthode.

Le dernier chapitre comprend un sommaire du projet et un survol des facteurs prépondérants de l'étude ce dernier ayant pour but de mettre l'accent sur les principes primordiaux et les caractéristiques matérielles essentielles. La corrélation des résultats expérimentaux de la présente étude avec les valeurs issues d'essais antérieurs permet de valider les résultats. En tout dernier lieu, le chapitre contient les conclusions tirées de l'étude et les recommandations qui en découlent.

À la fin du document on retrouve une bibliographie et les annexes.

## CHAPITRE 2

### REVUE ET ANALYSE DES ÉTUDES ANTÉRIEURES

Dans ce chapitre, on présente le volet de l'étude consacré à la recherche bibliographique. Dans un premier temps, les méthodes possibles pour étudier le comportement des barres d'armature lisses ainsi que les méthodes qui ont été utilisées dans le volet expérimental sont décrites. Par la suite, une revue des comportements observés a été faite à partir des conclusions tirées des études antérieures. Pour conclure ce chapitre, une compilation des essais est effectuée et certaines valeurs de longueurs d'ancrage sont mises en évidence.

#### 2.1 Revue des méthodes d'essai

##### 2.1.1 Méthodes d'essai

Il existe une multitude de façons de déterminer les contraintes existant entre l'armature et le béton d'une poutre. Certaines méthodes utilisent directement des spécimens réels de poutre, tandis que d'autres emploient plutôt des spécimens ne représentant que partiellement une membrure fléchie. En fonction du paramètre que l'on tente d'analyser, de la précision désirée ou du nombre de spécimens que l'on désire fabriquer, certains types de spécimens seront favorisés. De surcroît, certaines méthodes quoique très efficaces, sont laborieuses et coûteuses à réaliser. Il revient donc au chercheur de bien planifier son programme expérimental afin d'économiser temps et argent tout en optimisant la qualité des résultats.

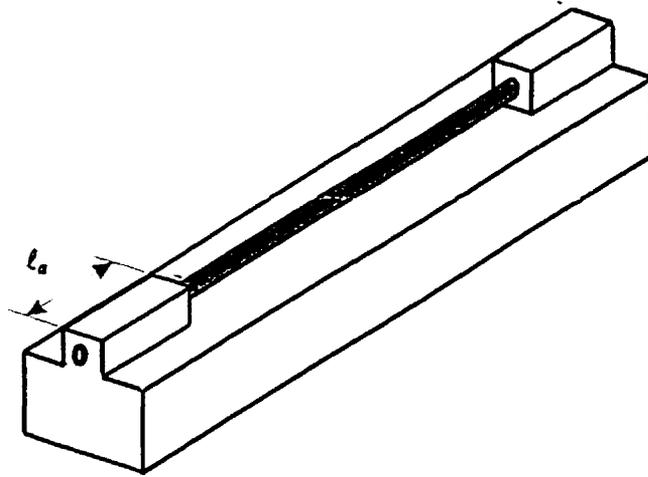
La première partie du chapitre 2 a donc été consacrée à un survol des méthodes d'essai qui furent utilisées dans les études antérieures en qualifiant les résultats obtenus et la difficulté de réalisation associée à ces dites méthodes. Cette revue a permis d'établir le programme expérimental de la présente recherche.

Il est impensable de parler de littérature traitant du lien armature-béton sans citer les travaux des premiers investigateurs de ce type de recherche, soient Withey (1907) et Abrams (1913). Leurs travaux, effectués à la fin du siècle dernier et au tout début de ce siècle, ont permis d'approfondir la connaissance du phénomène d'adhérence. En particulier, ils ont permis les premières quantifications des longueurs de développement qui étaient jusqu'alors une suite plus ou moins incongrue de règles de bonne pratique sans fondements scientifiques. Cependant, leurs recherches ne seront prise en compte, dans la présente étude, que d'une façon qualitative, puisque la qualité des bétons et des armatures qu'ils ont tous deux utilisés dans leurs études respectives ne correspond en rien à la qualité des matériaux généralement utilisés dans la conception des ponts des années 1950. Il en résulte des valeurs d'adhérence fortement sous évaluées en ce qui concerne les ouvrages qui nous intéressent. Il n'en demeure pas moins que l'influence de ces pionniers s'est faite très fortement ressentir, et ce, même jusqu'à nos jours.

Depuis longtemps, des chercheurs ont tenté de trouver la valeur d'adhérence entre le béton et une barre d'acier qui s'y trouvait noyée. La plupart des recherches qui ont été effectuées ont été réalisées en noyant différentes longueurs de barres dans un prisme ou un cylindre de béton et en plaçant l'échantillon ainsi créé dans un appareil qui, prenant appui sur le béton, tirait sur la barre. Ce type d'essai, appelé essai d'arrachement, place le béton dans un état de contrainte différent de celui où il se trouve dans les applications plus communes telles les poutres ou les dalles, ce qui remet en question la validité des résultats de tels tests.

Cependant, une étude effectuée en 1937 par Wernish sur 148 essais d'arrachement et 58 poutres, a démontré que les essais d'arrachement permettaient d'obtenir une valeur d'adhérence comparable, mais en générale plus faible, que celle obtenue des essais de poutres et ce, particulièrement pour le cas des armatures lisses. Il conclut donc que les résultats obtenus d'essais d'arrachement pouvaient être utilisés en toute sécurité afin de calculer la capacité d'une poutre. Également, dans ses conclusions, Wernish fit une remarque qui peut sembler anodine mais qui possède toute sa raison d'être, à savoir que l'adhérence n'est pas directement proportionnelle à la résistance ultime du béton et qu'il vaut mieux utiliser un ancrage mécanique que de tenter d'améliorer l'ancrage d'une barre d'armature en augmentant la qualité du béton. Par cette remarque, il fait état de l'incertitude liée à la détermination d'une longueur de développement adéquate et propose un remède tout à fait indiqué, soit l'ancrage mécanique.

D'autres tests ont été effectués (Chamberlin, 1952) utilisant des spécimens de poutres où la partie centrale des barres de flexion avait été laissée sans couvert (figure 2.1). Les paramètres pouvant être étudiés à partir de ce type d'essai sont la longueur d'ancrage et la couverture minimale requise pour développer la pleine capacité d'une barre d'armature. Une variante de cet essai, est de placer deux barres d'armature adjacentes au lieu d'une seule, de cette façon il est possible, en modifiant leur espacement, d'étudier l'espacement minimal requis entre les barres d'un même lit ou de deux lits juxtaposés. Ces tests ont démontré qu'une valeur très similaire et correcte de la valeur d'adhérence pouvait être obtenue des tests d'arrachement décrits plus tôt et que le gain de précision dans les valeurs numériques, en particulier en ce qui concerne les armatures lisses, ne valait pas les inconvénients qui incombent à la conception d'essais plus sophistiqués.



**Figure 2.1: Spécimen de poutre avec partie médiane de l'armature dénudée**

L'essai d'arrachement est le plus commun car il est simple à réaliser et à analyser. Effectué depuis très longtemps, les Romains et les Grecs tentaient déjà, des siècles avant l'avènement du béton armé, de retirer des pièces métalliques noyées dans le béton des quais où ils attachaient leurs navires.

Les essais d'arrachement sont utilisés principalement pour obtenir une valeur moyenne de la contrainte d'adhérence ou encore, lorsque les spécimens sont instrumentés à cet effet, des renseignements sur la distribution de la contrainte d'adhérence ou, réciproquement, sur la valeur de la contrainte dans l'armature le long de la longueur noyée. Il existe deux sortes de liens entre le béton et l'acier: l'adhérence proprement dite et la résistance résiduelle au glissement. Ces deux phénomènes sont très faciles à distinguer à partir des résultats d'un essai d'arrachement, ce qui rend ce type d'essai attrayant. Il est également possible, en variant la position de la coulée, d'observer les effets du surnageant sur l'adhérence (*Top Bar Effect*).

Il existe principalement deux types d'essais d'arrachement (Perry et Thompson, 1966): les essais concentriques, où les axes des sollicitations sur le béton et l'armature coïncident et les essais excentriques où les deux axes sont distincts. Le principal reproche généralement attribué aux essais d'arrachement est l'état de contrainte dans lequel se trouve le béton. En effet, dans un essai d'arrachement conventionnel, le béton entourant la barre d'armature se trouve en compression uniaxiale alors que dans une poutre celui-ci se trouve dans un état de contraintes complexe, issu d'une contrainte compression, à la fois longitudinale et transversale, et d'une contrainte de cisaillement. L'essai d'arrachement excentrique a pour particularité de reproduire plus fidèlement cet état de contrainte en introduisant une contrainte de cisaillement supplémentaire.

Malgré certains défauts liés à l'état de contrainte du béton dans les essais d'arrachement, ceux-ci sont très efficaces et très versatiles. Leur simplicité de conception et de sollicitation en font des spécimens abondamment utilisés dans une multitude d'études (Iowa State College Bulletin, 1955).

Il existe également une variante de l'essai d'arrachement où l'armature, au lieu d'être extirpée du béton, y est au contraire enfoncée. On rapporte, pour les armatures lisses, une augmentation de la contrainte d'adhérence obtenue à partir de ce type de spécimen. Cette augmentation est attribuable au coefficient de Poisson qui, en favorisant l'expansion de l'armature comprimée, augmente la contrainte d'adhérence. Ce genre d'essai n'est pas très répandu puisqu'il ne correspond qu'à un très petit nombre de situations réelles (Mosley et Bungey, 1976).

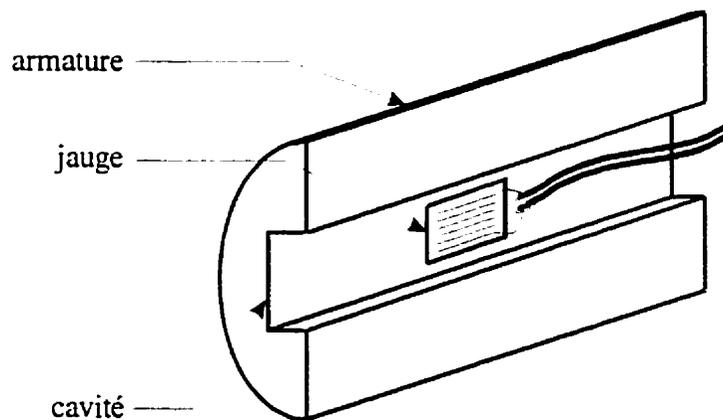
En ce qui à trait à la forme que prend le chargement, il semblerait qu'il ait un rôle crucial sur le comportement dans le temps d'un spécimen. Idéalement, lorsque l'on charge un spécimen, la charge appliquée devrait posséder les mêmes caractéristiques que la sollicitation réelle que l'on désire reproduire. À des fins pratiques, la sollicitation des spécimens dans un laboratoire de structures est effectuée par l'entremise de vérins hydrauliques à charge contrôlée. Ces vérins possèdent en effet une versatilité et une excellente précision tout en démontrant des capacités bien adaptées aux travaux de génie civil. Cependant, dû à leur principe de fonctionnement et à la limite de puissance qui peut être fournie par les pompes hydrauliques, ces vérins ne peuvent conserver une charge constante si leur extrémité se déplace avec une vitesse importante. Il en résulte, dans le cas des essais sur armatures lisses, que dès le premier glissement des barres, la poutre ou le spécimen d'arrachement subit respectivement une augmentation de la flèche ou du déplacement, ce qui entraîne dans le vérin une diminution importante de la pression hydraulique et donc de la charge. Cette diminution de charge est subséquemment restaurée et l'essai est poursuivi.

Pourtant, dans le cas des armatures lisses, la résistance post-glissement peut s'avérer inférieure à la charge sous laquelle a eu lieu le premier glissement. Par conséquent, si la charge avait été maintenue constante, le spécimen n'aurait pas survécu et la rupture aurait été soudaine. Deux chercheurs, Brown et Clark dans leur étude effectuée en 1931, ont proposé une méthode pratique et efficace de conserver la charge dans les vérins malgré le déplacement inévitable du spécimen. Leur idée était d'intercaler un ressort entre le vérin et le spécimen, de cette façon, au fur et à mesure que la charge dans le vérin augmentait, le ressort se comprimait.

Lorsque le spécimen subissait une augmentation de déplacement, le ressort se détendait mais conservait la quasi totalité de la charge puisque le déplacement qu'il subissait était bien inférieur à la longueur totale sur laquelle il avait été préalablement comprimé. Les essais ainsi effectués présentaient une similitude avec les chargements réels que peuvent subir les éléments d'une structure, dont en particulier, les poutres.

### 2.1.2 Instrumentation particulière

Dans la plupart des essais dont il a été question jusqu'à présent, l'instrumentation des spécimens était conventionnelle, c'est à dire que les instruments de mesure relatives à l'armature étaient disposés à la surface de celle-ci. Cette façon de procéder a cependant un inconvénient majeur soit celui de perturber les contraintes à l'endroit même où celles-ci sont mesurées. Afin de réduire cet effet, certains chercheurs ont utilisé un système différent pour instrumenter les armatures de leurs spécimens. Ce système assez fréquemment utilisé, entre autres en 1951 par Mains et en 1966 par Perry et Thompson, est en fait une variante des essais conventionnels d'arrachement et de flexion de poutre pour lesquels les armatures sont instrumentées d'une façon interne (figure 2.2).



**Figure 2.2: Instrumentation interne d'une barre d'armature**

L'essai comportait des barres d'armature instrumentées de l'intérieur, ceci étant possible en séparant chacune des barres en deux parties distinctes et en machinant une cavité dans chacune des moitiés ainsi créées. Il suffit par la suite d'instrumenter l'intérieur des barres à l'aide de jauges d'extensométrie et de joindre les deux parties de la barre à l'aide d'une légère soudure. Cette méthode est très efficace pour obtenir une contrainte d'adhérence ponctuelle qui ne soit pas affectée par la présence de la jauge et de sa protection. Ce genre d'instrumentation est tout à fait indiqué pour déterminer l'augmentation de la contrainte localement aux abords d'une fissure dans une poutre. Cependant, une telle instrumentation est très fastidieuse car elle demande l'utilisation d'un outillage et d'une main-d'oeuvre spécialisés. De plus, ce genre d'instrumentation doit être effectué sur des barres comportant des diamètres assez importants pour éviter les travaux demandant trop de minutie. Finalement, ces essais sont recommandés pour des barres crénelées plutôt que pour des barres lisses car les soudures effectuées modifient davantage la surface des barres lisses que celle de leurs cousines crénelées.

### 2.1.3 Méthode d'essai adoptée par la présente étude

Dans la présente étude, la contrainte développée entre le béton et l'armature était moins importante que la détermination de la longueur minimale nécessaire pour développer la limite élastique de l'acier d'armature. Dans cette optique, l'usage d'une méthode d'essai trop sophistiquée était superflu. Le nombre de spécimens à être sollicités devait également être maintenu à un niveau raisonnable puisque la recherche bibliographique a permis une compilation de près de 200 résultats expérimentaux desquels on a pu tirer des conclusions. Finalement, la simplicité d'exécution pour les essais était désirée et la similitude avec les véritables éléments structuraux était nécessaire pour que les résultats de l'étude puissent être applicables directement au cas spécifique des poutres de pont.

Il fut donc admis que la similitude avec les poutres réelles était primordiale, ce qui, forcément, nécessitait la confection de spécimens de poutre. Cependant la quantité de spécimens et la précision devaient être raisonnables. Afin de minimiser le nombre de spécimens de poutre, il fut établi que les premières estimations de la longueur de développement expérimentale seraient obtenues d'une série d'essais moins complexes: des essais d'arrachement. De plus, comme on désirait également étudier le comportement post-glissement des spécimens de poutres, la sollicitation par l'entremise de ressorts a été également retenue pour certains spécimens de poutres. Le programme expérimental a donc été scindé en trois parties. La première consistait en une série de douze essais d'arrachement. La seconde comportait quatre poutres avec lit d'armature simple, dont trois furent sollicitées par des ressorts. Le programme expérimental fut conclu par la confection et la mise à l'essai d'une poutre dont un lit d'armature était interrompu en travée.

## **2.2 Revue des observations expérimentales**

Cette section est consacrée aux observations et aux conclusions générales qui sont ressorties de la revue de littérature effectuée dans le cadre de la présente recherche. Quoique non-quantifiables, ces informations ont été d'une très grande utilité en ce qui concerne le comportement des armatures lisses ainsi que sur l'élaboration des hypothèses qui tentent d'expliquer les causes de ce comportement. Cette section se veut une synthèse des connaissances établies jusqu'à ce jour sur le sujet de l'adhérence des barres d'armature lisses, cette synthèse permettant de mettre l'accent sur les lacunes et les parties moins connues du sujet.

Les observations directement liées au sujet des armatures lisses ont été retenues ainsi que toutes les observations et remarques susceptibles de permettre une compréhension du comportement des poutres. Certaines observations relatives au vieillissement des armatures furent également retenues dans l'optique de l'évaluation des ponts existants.

Les observations sont regroupées selon les études de manière à permettre de porter attention sur les phénomènes observés en fonction du type d'étude réalisée. Une brève description de l'étude est effectuée dans certains cas afin de permettre une compréhension plus claire. Les résultats sont présentés d'une façon regroupée, premièrement par universités, puis par chercheurs indépendants.

### 2.2.1 Résultats des recherches effectuées par des universités

#### -Résultats de l'étude de l'Université de l'Illinois:

L'étude effectuée par Talbot (1906) au tout début du siècle était divisée en deux parties indépendantes, la première portant sur l'effort tranchant et la seconde sur l'adhérence. Les conclusions présentées ici ne proviennent que de la seconde partie de l'étude malgré que quelques conclusions ont été tirées des deux volets. On remarquera que déjà, au début du siècle, certains chercheurs associaient les ruptures en cisaillement et les ruptures d'adhérence comme il en a été question au premier chapitre de ce mémoire.

L'étude de Talbot fut la première étude américaine proposant de relier de façon formelle la théorie des poutres en flexion et l'adhérence développée par les armatures. Les conclusions de cette étude sont les suivantes:

- Le lien entre le béton et l'acier peut être divisé en deux parties distinctes: l'adhérence et la résistance résiduelle au glissement, la seconde étant plus communément appelée frottement résiduel.
- La source du lien d'adhérence entre le béton et l'acier est inconnue mais l'hypothèse d'un lien à la fois chimique et physique semble possible.
- La résistance résiduelle due au glissement est issue des irrégularités de surface de la barre, des irrégularités de sa section et des défauts d'alignement qui agissent contre le béton dans lequel la barre est noyée.
- Des essais d'arrachement sur des barres lisses ont prouvé qu'un lien d'adhérence considérable pouvait se développer avant que l'on puisse détecter le premier glissement. Après que cette adhérence a été rompue, un glissement substantiel est observé sans gain de capacité.
- Ces mêmes tests ont démontré que, jusqu'à ce que l'extrémité libre de la barre ne se déplace, la contrainte d'adhérence à la surface de la barre n'était pas constante sur sa longueur
- Ils ont également démontré que le premier glissement avait toujours lieu à l'extrémité chargée de la barre et que c'est à cette extrémité que la contrainte d'adhérence était la plus grande jusqu'à ce qu'elle dépasse la limite ultime. Alors, un glissement de cette première partie amène le transfert de la zone la plus sollicitée à la partie adjacente, le point où la contrainte d'adhésion est maximale chemine ainsi le long de l'armature jusqu'à en atteindre l'extrémité libre. On observe alors une rupture d'ancrage.
- La qualité de l'adhérence n'est pas influencée par la dimension de la barre tant que celle-ci possède un recouvrement convenable.

- La présence de corrosion superficielle sur les barres permettait un gain d'adhérence allant jusqu'à 15%, tant que la corrosion ne produisait pas de résidus détachables.
- Les barres lisses de section carrée démontraient une contrainte d'adhérence 25% plus faible que les section circulaires.
- Fréquemment, les barres lisses et les premières barres crénelées avaient, plutôt qu'une longueur de développement suffisante, un ancrage mécanique par l'intermédiaire d'un crochet; dû à la piètre qualité du béton de l'époque et au mauvais dimensionnement de l'ancrage mécanique, il peut y avoir perte d'ancrage par éclatement du béton dans le crochet.

#### -Résultats des études de l'Université de l'Iowa:

Les études effectuées à l'Université de l'Iowa peuvent être qualifiées d'exhaustives pour plusieurs raisons. Tout d'abord, celles-ci furent réalisées pendant une période s'étalant de 1933 à 1956, permettant une multitude de tests traitant de la grande majorité des paramètres associés au comportement des armatures dans le béton armé. La qualité du béton, la surface des armatures, l'acier utilisé ainsi que l'effet de la corrosion, les effets du surnageant et la longueur de développement furent ainsi étudiés. La distribution de la contrainte d'adhérence le long de l'armature, le type de sollicitation et le type d'armature furent également des sujets pleinement étudiés. Ceci a permis une reconnaissance très élaborée du phénomène d'adhérence et a apporté une vision globale de ce sujet, jusqu'alors ponctué de zones grises.

Les conclusions auxquelles sont arrivés les chercheurs faisant partie de cette étude se résument comme suit:

- La qualité du béton n'influence pas directement la qualité de l'adhérence. Pour des bétons très faibles ( $f_c < 20$  MPa) l'adhérence semble proportionnelle à la résistance en compression du béton mais pour une résistance supérieure à 25 MPa, celle-ci semble plafonner.
- La capacité développée par une armature lisse n'est pas proportionnelle à la longueur de développement fournie, ce qui revient à dire, en termes simples, que doubler la longueur noyée d'une armature ne permet pas de doubler sa capacité en traction ou en compression.
- Une étude sur la fatigue démontra qu'à la suite d'une sollicitation égale à 50% de la contrainte de plastification, répétée pendant 5 000 000 de cycles, la résistance à l'arrachement pouvait être réduite de 40 à 50%.
- La contrainte d'adhérence est maximale près de l'extrémité chargée de l'armature et progresse vers l'extrémité libre de la barre, laissant derrière elle deux surfaces indépendantes n'étant liées entre elles que par un frottement résiduel.
- Le frottement résiduel d'une armature est directement lié à la qualité de la surface de l'armature. Plus celle-ci est lisse, plus la résistance résiduelle est réduite. Pour une armature lisse conventionnelle, la résistance résiduelle est approximativement égale à la moitié de la valeur maximale obtenue lors de l'essai.
- La position dans laquelle est coulée l'armature, ainsi que la profondeur de béton présente sous celle-ci, influencent grandement la qualité de l'adhérence.
- Le type de ciment utilisé dans la confection du béton n'influence pas outre mesure la qualité de l'adhérence, malgré que les bétons les plus résistants aient présenté les contraintes d'adhérence les plus importantes.

- Malgré qu'elle donne lieu à une adhérence supérieure dans le cas des barres crénelées, l'augmentation du recouvrement ne permet pas d'augmenter la résistance dans le cas des armatures lisses. Ceci est dû au fait que l'augmentation du recouvrement réduit les risques d'éclatement du béton, problème rencontré principalement avec les armatures crénelées.
- Le type d'essai d'arrachement ou de poutre, ne semble pas affecter la contrainte d'adhérence mesurée, surtout en ce qui concerne les armatures lisses.
- La présence de corrosion superficielle n'affecte pas ou améliore légèrement l'adhérence développée par les armatures lisses et ce, tant que la corrosion ne se détache pas.
- Le niveau de maturation du béton influence relativement beaucoup plus la résistance en compression du béton qu'il n'affecte la qualité du lien d'adhérence. L'adhérence atteignant sa valeur optimale très rapidement après que le béton ait durci.
- La sollicitation par l'intermédiaire de ressorts ne provoque pas d'augmentation, ni de réduction de la valeur de l'adhérence. Cependant, la résistance résiduelle suivant la perte d'adhérence est sensiblement plus faible que cette dernière puisque ce genre de sollicitation provoque des glissement substantiels.
- Si un spécimen d'arrachement est sollicité au-delà de la limite d'adhérence puis soumis de nouveau à une cure humide, une partie ou même la totalité de l'adhérence peut être restaurée. Sans cure humide aucune restauration n'a pu être observée.
- Aucun essai d'arrachement, même avec une longueur noyée excessive, n'a permis de présenter une marge de sécurité satisfaisante en regard de la résistance post-glissement.

En 1938, les principaux chercheurs des études réalisées à l'Université de l'Iowa, Gilkey, Chamberlin et Beal, ont également présenté les résultats d'études effectuées sur l'efficacité des ancrages mécaniques des barres d'armature, un sujet jusqu'alors peu étudié. En effet, jusque là, peu d'études avaient porté sur l'efficacité de recourber l'extrémité des barres d'armature afin de leur permettre de développer leur pleine capacité. Le simple fait de recourber les barres à leur extrémité ne suffit pas pour garantir un bon comportement sous la charge ultime. En fait, une des conclusions de leur étude fut que la forme de l'ancrage est un facteur prédominant dans la détermination de la capacité de la barre car si l'ancrage possède un rayon de courbure trop petit, la concentration de contrainte sur le béton adjacent risque de dépasser sa limite ultime en compression.

En contrepartie, de grands rayons de courbure ont permis d'obtenir un très faible surcroît de capacité par rapport à la résistance qu'offrirait la même longueur de barre si elle était droite. La barre glisse en effet de la même façon que si elle était droite mais en empruntant la trajectoire courbe. Ce phénomène est plus accentué pour un ancrage avec une courbure constante puisque la barre, pour s'extirper de sa cavité, n'a besoin de se déformer qu'à proximité de la zone où elle se redresse et prend sa forme rectiligne. La solution proposée par les auteurs était de calculer la longueur d'ancrage d'un crochet comme celle d'une barre droite ayant une longueur équivalente tant que le rayon minimal était respecté. Une autre solution est d'utiliser des crochets présentant un rayon de courbure variable. De cette façon, la barre d'armature doit obligatoirement se déformer plastiquement sur toute la longueur du crochet pour être extirpée.

### -Résultats des études de l'Université du Wisconsin:

Dans son étude de 1909 portant sur l'adhérence des barres d'armature lisses et circulaires, Withey conclut que la présence d'un film adhérent de rouille sur les barres améliore la qualité du lien avec le béton. Cette constatation a été corroborée par la suite par Abrams (1913) et par Shank de l'Université de l'Ohio (1934). Cet état de fait fut également vérifié par Johnston et Cox (1940) dont les conclusions sont présentées ici.

### 2.2.2 Résultats des études de chercheurs indépendants

#### -Résultats de l'étude menée par Johnston et Cox:

Cette étude, réalisée en 1940, était principalement orientée sur les effets de la corrosion sur l'adhérence. L'étude comportait 420 essais d'arrachement présentant 78 niveaux d'avancement de rouille. Les barres d'armature étaient sélectionnées à partir de lots d'armatures existants provenant de chantiers ou d'aciéries. Par la suite ces armatures étaient classées selon leur degré d'avancement de la corrosion selon un barème établi pour l'étude. Les barres utilisées étaient de type crénelé et n'ont donc pas été répertoriées dans la compilation faite à la prochaine section. Cependant, le type de crénelure rencontrée sur ces barres était de la première génération et les barres ainsi faites présentaient les mêmes problèmes liés au manque d'adhérence que les barres parfaitement lisses.

- Lorsque le fini des barres était altéré par la rouille leur adhérence était plus grande que celle des barres qui étaient exemptes de toutes traces de corrosion.

- L'effet d'éliminer la corrosion superficielle des barres d'armature en les brossant n'avait pas un effet constant, améliorant la qualité de l'adhérence dans certains cas, la réduisant dans d'autres.
- Les barres fortement corrodées présentaient des glissements prématurés et des valeurs de résistance résiduelle très faible.

#### -Résultats de l'étude menée par Brown et Clark:

Brown et Clark (1931) ont démontré que la marge de sécurité offerte par la résistance qui fait suite au premier glissement d'une barre d'armature lisse était très faible. En effet, leur programme expérimental était constitué d'essais d'arrachement particuliers: la mise en tension de la barre était effectuée par l'entremise de ressorts d'automobile. Cette méthode permettait de conserver une bonne partie de la charge sur la barre malgré le premier glissement de la barre lors du bris du lien d'adhérence. Une description plus détaillée du phénomène est faite à la section 3.4.3.2.

#### 2.2.3 Conclusions générales

Une conclusion primordiale tirée d'une multitude d'études est que la résistance ultime d'une barre lisse est généralement très près ou égale à la valeur d'adhérence, ce qui remet sérieusement en doute la marge de sécurité disponible. De plus la résistance résiduelle est généralement de beaucoup inférieure à la valeur ultime d'adhérence, ce qui confère un comportement subit à ce type de rupture principalement pour les poutres isostatiques.

Beaucoup d'auteurs ont spécifié que la présence de rouille adhérente à la surface des barres d'armature lisses favorisait la contrainte d'adhérence. Cependant il a également été établi que la rouille excessive (écaillable) des barres provoquait une diminution drastique de la contrainte d'adhérence à la manière d'un lubrifiant.

Dans le même ordre d'idée, le fait de retirer la calamine qui recouvre les armatures issues d'un procédé de roulage à chaud n'influence pas significativement le lien d'adhérence. Malgré son aspect visuel différent et son allure plus lisse, la surface conserve des qualités d'adhérence équivalentes.

### **2.3 Analyse des résultats expérimentaux antérieurs**

Les poutres visées par la présente étude ont été conçues il y a plus d'un demi-siècle, ce qui implique par conséquent que la méthode utilisée pour leur conception différait des méthodes du calcul utilisées aujourd'hui. À l'époque, tous les dimensionnements étaient effectués par la méthode du calcul aux contraintes admissibles, alors que ces mêmes ponts doivent être évalués aujourd'hui par la méthode du calcul aux états limites. Cette difficulté aurait été aisément surmontée si la divergence s'était arrêtée là. En effet, les calculs de capacité portante effectués selon les deux méthodes concordent relativement bien. Cependant, comme les barres lisses ont cessé d'être utilisées au milieu des années 50, les méthodes utilisées pour effectuer les tests étaient donc orientées sur la contrainte maximale admissible, ce qui fait que dans plusieurs cas, les essais prenaient fin avant que la limite ultime des spécimens ne soit atteinte. Heureusement, dans la plupart des cas concernant la limite d'adhérence des barres d'armature lisses, la limite d'adhérence et la résistance ultime coïncident et la plupart des études présentent donc les deux résultats.

Cette dernière section du chapitre 2 présente une étude des valeurs numériques obtenues dans plusieurs études antérieures, études qui datent également de la première moitié du siècle.

### 2.3.1 Classement

Le classement qui fut utilisé pour la compilation des résultats numériques était très simple. Tout d'abord, seuls les essais comportant des armatures parfaitement lisses furent conservés et ce, malgré le fait que certaines études démontraient que les premières armatures crénelées présentaient également des difficultés en ce qui a trait à l'adhérence.

Par la suite, certaines contraintes furent imposées quant à la qualité des armatures et du béton utilisés lors des essais. L'acier devait être d'un type commun, présenter un plateau plastique défini et une ductilité raisonnable. Sa limite élastique ( $f_y$ ) devait être représentative des armatures utilisées dans la confection des ponts, soit entre 250 et 450 MPa. Pour sa part, le béton devait également présenter certaines caractéristiques. Il devait être constitué des composantes utilisées dans les années 1950, soit du ciment Portland, du sable, des agrégats conventionnels de 20 mm et de l'eau. Aucune étude ayant trait à des adjuvants ou à des bétons particuliers ne fut retenue. Le béton devait également présenter une densité normale. Enfin, la résistance ultime des bétons ( $f_c$ ) devait être située dans une plage raisonnable, soit entre 15 et 45 MPa.

La compilation des résultats fut donc effectuée et les tableaux de l'Annexe A présentent les valeurs brutes obtenues des études ainsi que les valeurs normalisées dérivées de ces dernières.

### 2.3.2 Principes statistiques

Les résultats utilisés pour les fins de la compilation des valeurs numériques étaient issus de plusieurs études différentes, chacune étudiant un paramètre distinct. Afin de pouvoir comparer les résultats entre eux, certaines règles statistiques durent être appliquées. Ces quelques règles de normalisation sont décrites dans cette section. Les études comportant des résultats ambigus, ne fournissant pas toutes les données nécessaires ou encore ne décrivant pas suffisamment les essais effectués n'ont pas été pris en compte dans la compilation numérique.

Dans plusieurs cas, les études présentaient leurs résultats sous forme d'une contrainte de cisaillement à l'interface acier-béton. Ces résultats ont donc été convertis en contrainte dans la barre afin de normaliser les résultats de toutes les études.

Des essais effectués sur des spécimens de toutes sortes ont été répertoriés et les résultats ont dû être normalisés afin de permettre une comparaison adéquate. Ainsi les valeurs de charges ou de contraintes d'adhérence atteintes ont toutes été converties en valeurs de contraintes dans l'acier ( $f_s$ ) qui furent par la suite normalisées par rapport à la limite élastique de l'acier utilisé ( $f_y$ ). Ceci permettait d'associer la longueur de développement à la fraction de la limite élastique pouvant être atteinte dans l'armature. Certains de ces rapports excédaient l'unité démontrant soit que la limite élastique fut excédée, soit que la détermination de cette dernière était erronée. Cette façon de normaliser les résultats des essais antérieurs a permis de répertorier des essais effectués avec une plage assez étendue de nuances d'acier. Cependant, les aciers spéciaux telles les tiges de précontrainte, n'ont pas été pris en compte car leurs caractéristiques étaient trop éloignées des aciers conventionnels.

À l'image de la nuance des aciers, la qualité du béton était également un paramètre qui a aussi été uniformisé. Cette étape fut cependant plus délicate car la conversion était moins directe. En effet, la qualité des bétons utilisés devait être prise en compte dans la valeur de la longueur de développement et non sous sa forme de contrainte. La normalisation fut donc effectuée en utilisant l'équation de l'article 12.2.2 de la norme A23.3 (CSA, 1994):

$$\ell_{dev} = 1,15 \frac{k_1 k_2 k_3 k_4 f_y}{(d_{cs} + K_{tr}) \sqrt{f'_c}} A_b \quad [2-1]$$

Avec:

$\ell_{dev}$  = longueur de développement;

$k_x$  = facteurs de modification;

$d_{cs}$  = couvert minimum de l'armature;

$K_{tr}$  = indice du renforcement transversal;

$A_b$  = aire de la barre d'armature considérée.

Note: L'équation présentée ici est valide pour une barre d'armature crénelée. en pratique pour les armatures lisses, les ingénieurs utilisent la même équation mais doublent la longueur de développement obtenue.

Selon cette équation, il suffit de multiplier la longueur de développement obtenue expérimentalement par le rapport des racines de la résistance du béton ( $f'_c$ ) et de la résistance du béton de référence choisie à 25 MPa. De cette façon, on détermine la longueur de développement équivalente pour une résistance de béton donnée:

$$\ell_{equ(25MPa)} = \ell_{exp} \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{\sqrt{25MPa}} \quad [2-2]$$

Toutes les données ont donc été répertoriées selon les deux paramètres suivants; la contrainte relative développée dans l'armature ( $f_s/f_y$ ) et la longueur noyée équivalente pour un béton de 25 MPa.

Les résultats compilés ont été répertoriés d'une façon individuelle lorsque cela était possible, cependant lorsque les résultats fournis dans la littérature étaient déjà issus d'une moyenne, ceux-ci étaient considérés comme représentant un nombre équivalent d'essais à ceux qui furent utilisés pour obtenir ladite moyenne, ceci dans le but de permettre une régression mathématique plus exacte lorsque cela s'est avéré nécessaire.

D'une façon générale, les poutres de pont étaient armées à l'aide de barres d'armature lisses d'un diamètre égal ou supérieur à 25 mm. Cependant les dimensions réduites des spécimens étudiés en laboratoire ne permettaient pas l'usage de barres d'un diamètre aussi considérable. La majorité des essais ont donc été réalisés en utilisant des armatures dépassant rarement 20 mm, comme la présente étude se proposait de solliciter des poutres ayant des dimensions réelles, les sections utilisées nécessitaient l'emploi d'armature d'un format supérieur. Afin de permettre d'utiliser à la fois les résultats des études antérieures et les spécimens de taille réelle, il fut décidé de déterminer, suite à la compilation des essais, une longueur de développement pour les diamètres proposés dans la littérature et pour lesquels les valeurs numériques étaient disponibles. Par la suite, la première partie du programme expérimental fut destinée à déterminer si les résultats obtenus pouvaient être extrapolés pour des barres de diamètres supérieurs, barres qui furent utilisées pour les essais subséquents sur des poutres.

Une revue de la littérature permit donc d'obtenir une quantité considérable de résultats à partir desquels furent déterminées puis analysées les longueurs de développement.

Tout d'abord, il convient de présenter ce que les ingénieurs de la pratique ont pour habitude d'utiliser lorsqu'il s'agit de déterminer les longueurs de développement des barres d'armature lisses. De nos jours, lors de l'évaluation de la capacité structurale d'un ancrage, il convient d'utiliser une règle de bonne pratique selon laquelle une armature lisse requiert deux fois la longueur de développement d'une barre crénelée pour un diamètre équivalent. Cette longueur de développement est donnée aux articles 12.2.2 et 12.2.3 de la norme A23.3 (CSA, 1994) (équation [2-1]).

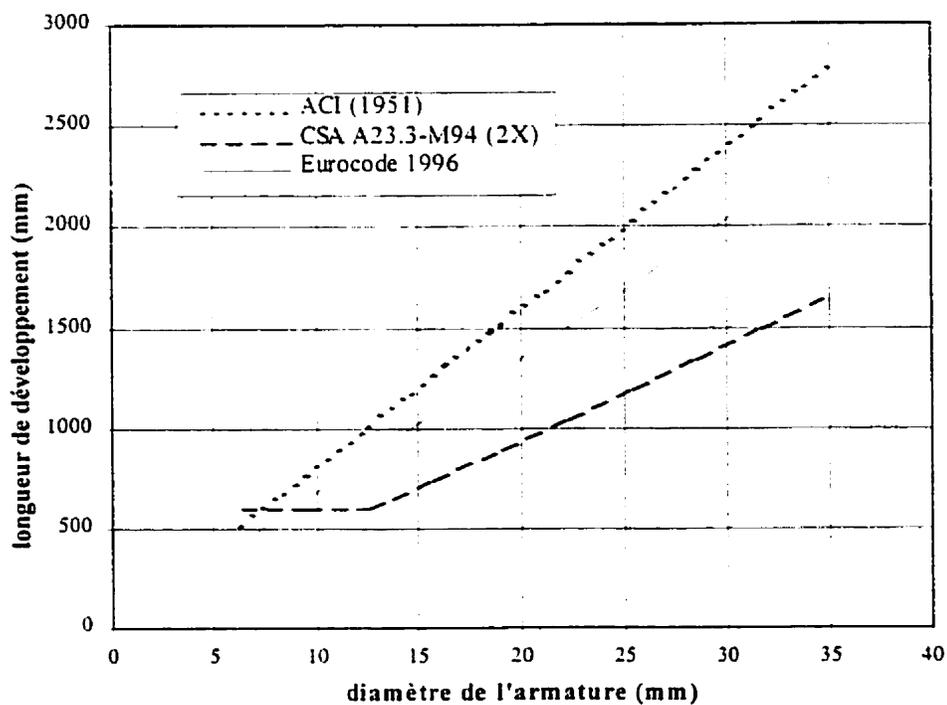
Lors de la conception des ponts des années 1950, le code le plus reconnu était le code américain. Les calculs étant effectués avec les contraintes admissibles et le code ACI (1951) recommandait une valeur de contrainte d'adhérence égale à  $0,045 f'_c$  avec une valeur maximale de 1,02 MPa pour des barres d'armature lisses. La longueur de développement pour une armature était obtenue de la façon suivante:

$$\ell_{dev} = \frac{f_y d_b}{4\tau_a} \quad [2-3]$$

Avec:

- $\ell_{dev}$  = longueur de développement;
- $f_y$  = limite élastique de l'acier;
- $d_b$  = diamètre de l'armature considérée;
- $\tau_a$  = contrainte d'adhérence admissible.

Encore de nos jours, l'EuroCode 1994/96 utilise exactement la même équation que celle utilisée par la norme ACI (équation [2-3]) pour définir les longueurs de développement, cependant la contrainte d'adhérence permise varie, en fonction de la qualité du béton, de 0,9 et 1,7 MPa. La faible variation de l'adhérence en fonction de la qualité du béton témoigne bien de l'influence secondaire de ce paramètre. La figure 2.3 présente graphiquement les résultats des trois méthodes de calcul ( $f_y = 325$  MPa et  $f'_c = 25$  MPa).



**Figure 2.3: Comparaison des méthodes de calcul de la longueur de développement.**

On remarque que des trois méthodes, la norme ACNOR CSA A23.3-M94 présente des valeurs inférieures à celles des autres normes et ceci est dû au fait que la norme A23.3 n'est pas spécifique aux armatures lisses. C'est principalement pour cette raison que la plupart des ingénieurs, en pratique, doublent la longueur d'ancrage calculée avec cette norme lorsque des armatures lisses sont étudiées.

Les diamètres de barres qui ont été utilisées lors de la compilation sont, comme il en a été question au début de cette section, d'un diamètre inférieur à 25,4 mm. Il a été possible de recueillir suffisamment d'informations sur quatre types de barres d'armature de diamètres différents, les dimensions sont issues du système impérial et sont de 1/4, 3/8, 5/8 et 3/4 de pouce, ce qui correspond à 6,35, 9,53, 15,88 et 19,05 mm respectivement. Au moment de la compilation, ces valeurs nominales de diamètre ont été utilisées dans les calculs de normalisation, sauf si les dimensions exactes étaient spécifiées.

On notera que les barres de 12,7 mm de diamètre (1/2 pouce) ont été répertoriées mais n'ont pas été prises en compte pour les calculs, car la plupart des études traitant des armatures de ce calibre proposaient des essais sur des armatures de précontrainte.

Les résultats recueillis ont été mis sous forme de graphique pour permettre une appréciation visuelle de la variation du phénomène d'adhérence et de son développement en fonction de la longueur noyée. La courbe tracée au milieu des points n'a été présentée qu'à titre indicatif afin de donner la tendance générale des résultats expérimentaux, cependant elle correspond à une régression non linéaire effectuée sur les nuages de points à l'aide du logiciel CurveExpert 1.3 et chacune de ces courbes possède un coefficient de corrélation (R) situé entre 0,840 et 0,989.

### 2.3.3 Valeurs expérimentales antérieures

Les valeurs obtenues des études antérieures étaient importantes car elles permettaient d'établir une valeur nominale pour la longueur de développement des armatures de 25,4 mm de diamètre. Pour ce faire, l'analyse statistique de ces données a

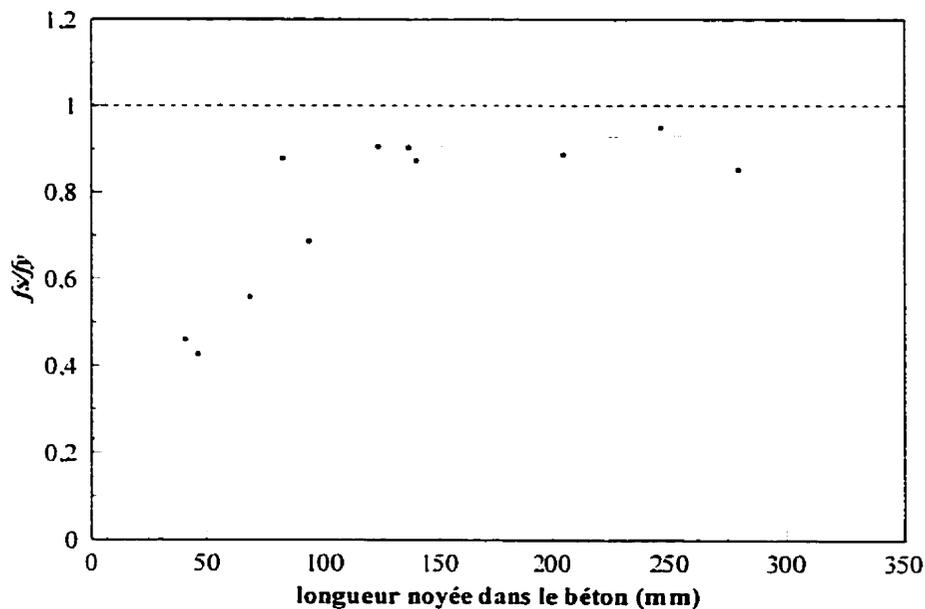
été faite d'une façon particulière. Toutes les valeurs relatives à un diamètre spécifique ont été regroupées. Par la suite une régression linéaire a été effectuée sur les points afin de déterminer quelle était la droite représentant la valeur moyenne de la longueur de développement pour chaque diamètre. Comme les ruptures associées aux pertes d'ancrage sont généralement des ruptures fragiles, un intervalle de confiance égal à 95% a été choisi pour déterminer une valeur sécuritaire pour les longueurs de développement. Cet intervalle a été déterminé en faisant l'hypothèse d'une distribution normale des données. Les droites pointillées représentées sur chacun des graphiques représentent un intervalle où se trouvent 90% des points expérimentaux, la deuxième droite pointillée représentant l'intervalle de confiance de 95%. Les valeurs de longueur de développement nominales représentent l'intersection de la courbe moyenne (mi-chemin entre les droites pointillées) avec la droite de plastification ( $f_s / f_y = 1.0$ ) et les valeurs sécuritaires (95%) celles de la droite de l'intervalle de confiance à 95% et de la droite de plastification.

Il est à noter que les points présentés sur les graphiques ne possédaient pas tous le même poids statistique puisque certains d'entre eux représentaient la compilation de plusieurs essais. Cet état fut pris en compte lors des calculs de régression effectués sur les valeurs présentées aux figures 2.4, 2.5, 2.6 et 2.7, les résultats des moyennes et écarts-type pour les valeurs de longueur de développement reflètent donc le nombre total d'essais compilés.

Les armatures de 6,35 mm étaient généralement peu utilisées dans la construction à proprement parler. Leur utilisation se limitait surtout à la confection d'étriers particuliers. Leur petit diamètre ne pouvait être obtenu qu'en les fabriquant par roulage à froid à partir de pièces plus grosses comme en témoigne leur limite élastique moyenne très élevée constatée lors de la compilation. Cette limite élastique était de 435 MPa et la technique de fabrication des tiges leur conférait une surface très lisse ce qui nuisait

grandement à l'adhérence. Malgré tout, les résultats des études comportant des barres de 6,35 mm ont été retenus pour deux raisons. Premièrement, la surface spécifique des barres croît lorsque leur diamètre décroît (voir l'équation [2-4]), ce qui offre une meilleure adhérence pour une barre de petite dimension que pour une barre plus grosse, et ce, indépendamment de la surface. En second lieu, les barres d'un diamètre égal à 6,35 mm furent abondamment utilisées dans les essais à échelle réduite et, par conséquent, leur comportement était très bien documenté.

La compilation sur les barres de 6,35 mm comptait 42 essais distincts dont la longueur noyée équivalente (25 MPa) variait entre 41,0 et 408,9 mm. À partir de la figure 2.4, il est possible de distinguer que pour le point correspondant à une longueur noyée de 123 mm il a été possible, à toutes fins pratiques, de développer la limite élastique de l'armature ( $f_y$ ). La totalité des essais répertoriés sur les barres de 6,35 mm provenaient d'une étude effectuée en 1937 par l'Université de l'Iowa (Gilkey et al., 1955), une étude qui portait sur la différence d'adhérence développée entre des armatures conventionnelles et des fils de précontrainte de même diamètre



**Figure 2.4: Adhérence en fonction de la longueur noyée pour des armatures de 6,35 mm de diamètre.**

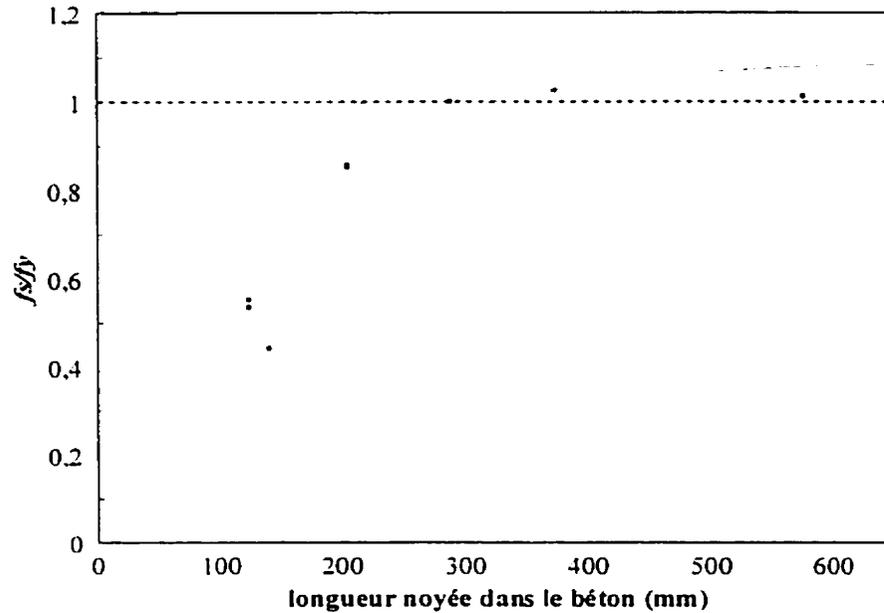
Les résultats de la régression linéaire effectuée sur les valeurs présentées à la figure 2.4 ont permis de déterminer une longueur de développement moyenne ( $\bar{\ell}_{dev}$ ) égale à 134 mm et un écart-type ( $\sigma$ ) de 18,3 mm. En considérant que l'échantillon suivait une loi normale, il a également été possible de déterminer la longueur de développement correspondant à un intervalle de confiance de 95% ( $\ell_{dev(95\%)}$ ), soit 164 mm.

Il est à noter que la contrainte de 435 MPa n'a été surpassée que dans un seul cas sur les 42 essais effectués. Ceci était probablement dû à la qualité de la surface que présentait ce type de barres, la surface étant tellement lisse qu'il était excessivement difficile de conserver une adhérence alors que la limite élastique était atteinte.

Les armatures de 9.525 mm étaient pour leur part beaucoup plus utilisées dans la construction d'ouvrages d'art. La confection d'étriers était leur principale fonction mais il n'était pas rare de les rencontrer comme armature superficielle dans les membrures de grandes dimensions. Du côté des recherches scientifiques, ce diamètre était couramment utilisé pour simuler l'armature longitudinale dans des spécimens à échelle réduite ou encore comme armature transversale pour des spécimens plus importants.

Les résultats utilisés ici proviennent principalement de l'étude publiée en 1955 par Gilkey, Chamberlin et Beal, étude échelonnée sur plusieurs années dans laquelle plusieurs paramètres furent étudiés, notamment l'influence de la qualité du béton et la cohérence entre l'adhérence obtenue d'un essai d'arrachement versus celle obtenue d'une poutre. Les valeurs présentées à la figure 2.5 sont issues de 27 essais distincts. On remarque que la limite élastique de l'acier utilisé fut atteinte par un spécimen de l'échantillon possédant une longueur noyée de 288 mm alors que la valeur moyenne

( $\bar{\ell}_{dev}$ ) issue du traitement statistique des données était de 284 mm pour un écart-type ( $\sigma$ ) de 40.2 mm. La valeur de longueur de développement présentant un intervalle de confiance de 95% ( $\ell_{dev(95\%)}$ ) était de 349 mm.



**Figure 2.5: Adhérence en fonction de la longueur noyée pour des armatures de 9,525 mm de diamètre.**

On remarquera que pour les valeurs de longueurs noyées les plus grandes, la plupart des spécimens ont été en mesure de développer une capacité légèrement supérieure à la limite élastique des aciers considérés.

Les armatures de 15,875 mm de diamètre étaient couramment utilisées, à la fois dans les structures de petite et de moyenne envergure comme acier de flexion, mais également dans les membrures plus importantes telles les poutres de pont, cette fois comme armature résistant au cisaillement. Ce diamètre permettait une résistance

importante tout en conservant une maniabilité raisonnable, ce qui en faisait une armature de choix pour les structures où le ferrailage devait être mis en place manuellement. Une multitude d'études furent effectuée sur les armatures possédant ce diamètre, principalement sur les effets dus à l'état de corrosion que présentaient les barres avant la coulée. En effet, le fait d'être aisément manipulables par un ouvrier seul, exposait également ce type d'armatures à tous les aléas de l'entreposage au chantier.

Quelques essais ayant pour but la détermination de l'effet de la longueur noyée sur la résistance furent également réalisées avec des barres d'armature lisses de 15,875 mm. La longueur d'ancrage dans les spécimens considérées dans le graphique de la figure 2.6 était conforme, en grande majorité, à la longueur de développement qui était admise à l'époque, comme en témoigne la grande densité de points présents pour une longueur noyée comprise entre 200 et 300 mm. On remarque également que pour des longueurs noyées supérieures, il semble que certains spécimens aient été en mesure de développer une contrainte au-delà de la limite élastique de l'acier constituant l'armature. Ce phénomène, déjà constaté pour les armatures de 9,525 mm, peut être expliqué par la grande surface relative offerte par les armatures de petits diamètres.

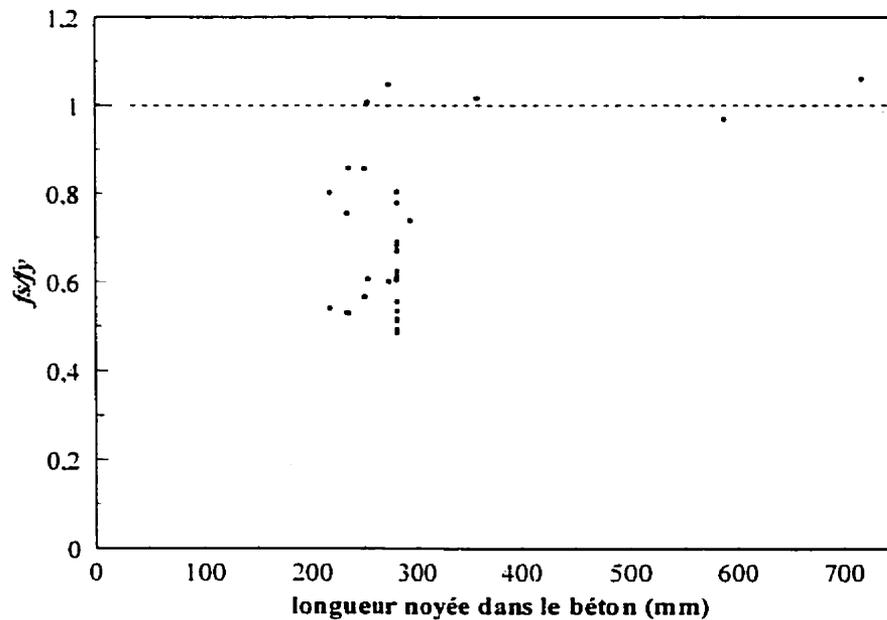
En effet, plus une barre d'armature est petite, plus elle présente une grande surface extérieure par rapport à sa section. On définit la surface relative ( $S_{rel}$ ), comme étant la surface extérieure par unité de section:

$$S_{rel} = \frac{4\pi d_b}{\pi d_b^2} = \frac{4}{d_b} \quad [2-4]$$

Elle représente donc la capacité d'une section à développer sa pleine résistance par adhérence. On remarquera que pour des diamètres importants, la surface relative tend vers zéro.

On remarquera que ce principe ne peut être appliqué directement aux armatures de 6,35 mm de diamètre, puisque pour ce type d'armature la qualité de la surface offerte est différente de celle rencontrée avec les autres armatures. Ce phénomène est expliqué à la fin de cette section.

En ce qui concerne les armatures de 15,875 mm de diamètre, plus d'une cinquantaine d'essais furent répertoriés. Malgré cette quantité considérable de résultats, seuls 8 essais atteignirent la limite élastique de l'armature et aucun d'entre eux ne la surpassa de plus de 6%. La longueur minimale expérimentale pour laquelle on a atteint la limite élastique de l'armature fut 253 mm.

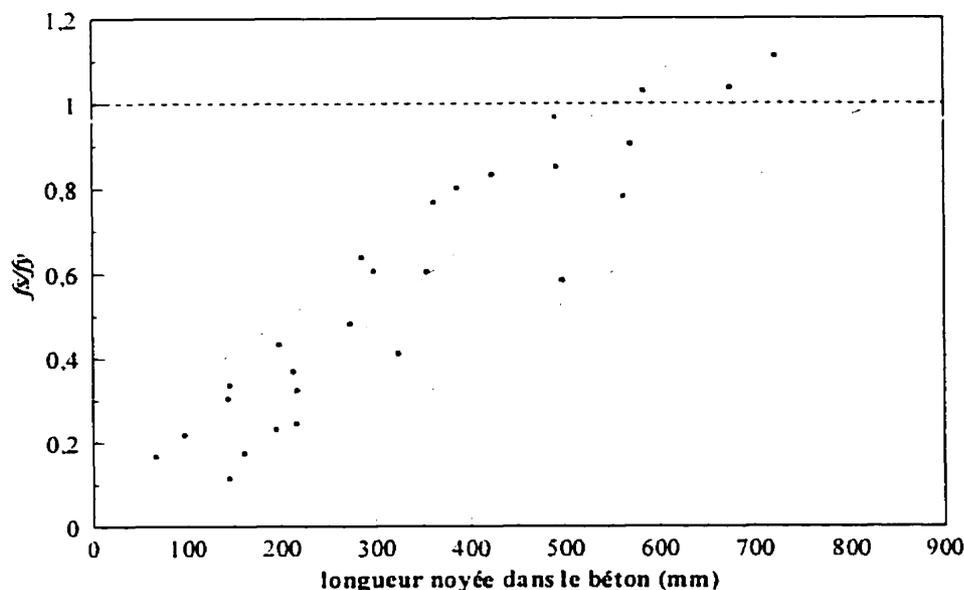


**Figure 2.6: Adhérence en fonction de la longueur noyée pour des armatures de 15,875 mm de diamètre.**

On peut remarquer que pour ce diamètre, on retrouve une grande quantité de points correspondant à une longueur noyée avoisinant 280 mm. Cette concentration de données s'explique par le fait que la longueur d'ancrage supposée pour ce diamètre était de 280 mm. Cette valeur a donc été fréquemment reprise par les chercheurs qui n'étudiaient pas la longueur de développement comme paramètre mais plutôt un paramètre de second ordre tel que, par exemple, l'effet de la corrosion de surface. En comparaison avec les 280 mm proposés à l'époque, l'analyse des données fournit une longueur de développement moyenne ( $\bar{\ell}_{dev}$ ) de 381 mm avec un écart-type ( $\sigma$ ) de 65,6 mm, il est évident que la valeur de longueur de développement utilisée à l'époque était insuffisante. Cette insuffisance est de plus confirmée par une valeur encore plus élevée de 489 mm pour un intervalle de confiance de 95% ( $\ell_{dev(95\%)}$ ).

La dernière catégorie d'armature pour laquelle une compilation fut effectuée était la plus importante, non seulement parce qu'elle concernait le diamètre qui se rapprochait le plus de celui qui devait être utilisé dans le volet expérimental du présent projet, mais également parce que du nombre considérable de diamètres répertoriés, celui-ci était celui pour lequel le plus grand nombre d'études portaient spécifiquement sur le sujet de la longueur de développement. Le fait est que, tel qu'il a été présenté à l'équation [2-4], le problème d'adhérence croît avec l'augmentation du diamètre et les barres de 19.05 mm de diamètres semblent avoir été les plus petites barres pour lesquelles ce phénomène ait été remarqué. Cet état de chose a donc fait qu'une grande quantité d'essais a été effectuée sur ce type de barres et donc un plus grand nombre d'essais répertoriés dans le cadre de la présente compilation.

On notera que les résultats sont remarquablement bien étalés en ce qui a trait à la longueur de développement et que la tendance, présentée à la figure 2.7, est bien nette.

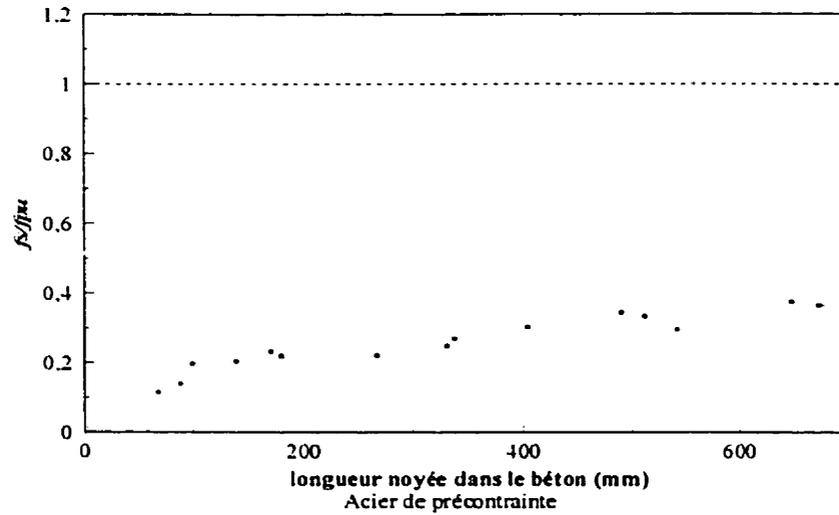


**Figure 2.7: Adhérence en fonction de la longueur noyée pour des armatures de 19,05 mm de diamètre.**

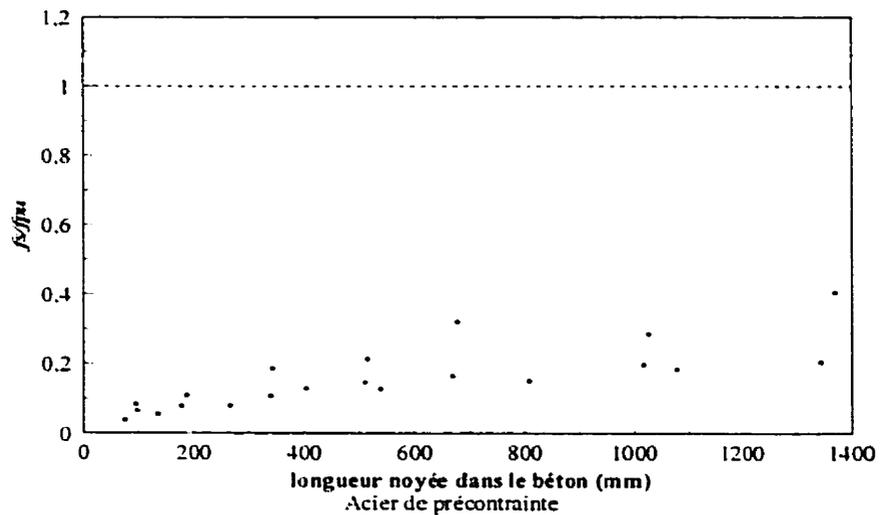
Les résultats présentés à la figure 2.7 proviennent de 76 essais distincts effectués dans le cadre de quatre recherches indépendantes, soit une étude de Wernish (1937), deux études effectuées par Watstein (1941 et 1947) et une étude de Gilkey et al. (1955). La plus courte longueur noyée pour laquelle on a été en mesure de développer la limite élastique présentait une longueur noyée de 584 mm. La valeur moyenne calculée ( $\bar{l}_{dev}$ ) est de 687 mm avec un écart-type de 82,6 mm alors que la valeur sécuritaire à 95% ( $l_{dev(95\%)}$ ) est de 823 mm.

L'adhérence est une caractéristique qui est très sensible à la qualité de la surface de contact entre le béton et l'armature. En effet, des études comparatives effectuées en 1937 et 1941 ont démontré qu'une armature pouvait présenter une diminution de

contrainte d'adhérence de plus de 60% si sa surface était polie. Dans cet ordre d'idée, il est possible d'extrapoler les résultats obtenus de ces études aux armatures de précontrainte. Le procédé de fabrication des aciers destinés à la précontrainte du béton est très spécifique, des billettes d'acier sont tour à tour passées à travers des filières de plus en plus étroites jusqu'à l'obtention d'un fil continu du diamètre recherché. Cette suite d'écroissage confère à l'acier une augmentation de sa limite élastique et une surface extrêmement lisse. Dans le cas des spécimens répertoriés ici, ces deux facteurs ont contribué à réduire la qualité de l'adhérence des armatures. D'ailleurs il est possible d'observer sur les graphiques de la figure 2.8 qu'aucun spécimen n'a été en mesure d'atteindre une contrainte dans l'armature dépassant 41% de sa contrainte ultime ( $f_{pu}$ ).



a) Armatures de 6,35 mm de diamètre



b) Armatures de 12,7 mm de diamètre

**Figure 2.8: Adhérence en fonction de la longueur noyée pour des armatures de précontrainte de 6,35 et 12,7 mm de diamètre.**

Il est à noter que les résultats présentés à propos des aciers de précontrainte ne sont proposés qu'à titre indicatif et n'ont eu aucune autre répercussion sur la présente étude qu'une confirmation de l'influence de la qualité de la surface sur l'adhérence.

### 2.3.4 Résumé

Pour clore ce chapitre, une comparaison a été effectuée entre les valeurs de longueur de développement proposées par les normes utilisées aujourd'hui et au milieu du siècle. Cette comparaison avait deux objectifs précis: vérifier la validité des calculs généralement utilisés et proposer une longueur de développement adéquate pour les armatures de 25,4 mm de diamètre utilisées dans le volet expérimental de l'étude. Le tableau 2.1 présente les résultats obtenus de cette comparaison.

**Tableau 2.1: Comparaison des longueurs de développement**

Diam.(mm)	$\bar{f}_y$ (MPa)	$f'_c$ (MPa)*	$\bar{\ell}_{dev}$ (mm)	$\ell_{dev(95\%)}$ (mm)	ACI(1951)	A23.3-M94**
6,35	435	25	134	164	677	300
9,53	379	25	284	349	885	448
15,88	310	25	381	489	1206	746
19,05	306	25	687	823	1429	894
25,4	325	25	1191***	1251***	2023	1192

Notes: \*Les valeurs réelles de résistance à la compression du béton n'étaient pas de 25 MPa, mais les valeurs de longueurs moyennes ont été corrigées pour cette résistance.

\*\*Valeur utilisée en pratique (double de la valeur pour armature crénelée).

\*\*\*Valeurs tirées des résultats expérimentaux de cette étude.

Les valeurs proposées par les normes sont de loin supérieures aux valeurs obtenues des essais, principalement en ce qui concerne la norme ACI (1951) dont les valeurs oscillent entre 1.7 et 4.1 fois les valeurs observées expérimentalement ( $\ell_{dev(95\%)}$ ). Plus intéressants encore sont les résultats obtenus de la norme A23.3-M94 qui semblent fournir des longueurs de développement raisonnables pour de faibles diamètres mais qui semblent également se rapprocher de la valeur limite avec l'augmentation de la dimension des armatures comme en témoigne le résultat obtenu pour la barre de 19,05 mm.

Il a été établi que la méthode proposée par la norme A23.3-M94 ne semblait pas être sécuritaire, et ce, même en utilisant des longueurs de développement égales au double des valeurs calculées pour des armatures crénelées. Ceci est principalement dû au type de rupture considéré, puisque la norme A23.3-M94 ne traite que des armatures crénelées, le mode de rupture considéré est le fendage du béton dans les zones d'ancrage alors qu'en réalité, pour des armatures lisses, c'est l'adhérence de l'armature qui est en cause lors d'une rupture.

D'un autre point de vue, la norme ACI (1951) donne au contraire des valeurs trop sécuritaires. Il fut donc convenu d'utiliser les valeurs compilées afin de déterminer une longueur de référence pour les armatures de 25,4 mm de diamètre. Comme il semblerait que pour les armatures, l'efficacité à transmettre les efforts par adhérence décroît avec l'augmentation de leur diamètre (équation [2-4]), il fut décidé d'extrapoler la valeur de longueur d'ancrage de la barre de 25,4 mm de diamètre à partir des résultats obtenus pour l'armature dont les dimensions étaient les plus similaires, soit celle de 19,05 mm de diamètre. Ce diamètre était de surcroît le plus intéressant puisque c'était celui qui comportait le plus de valeurs expérimentales.

Finalement, l'extrapolation a été effectuée en utilisant le rapport des aires des armatures, soit un rapport de  $25,4^2/19,05^2$  ou 1,78. Cette façon d'extrapoler est plus fidèle à la réalité puisque la capacité d'une armature est proportionnelle à la section de cette dernière. Comme la valeur de longueur d'ancrage recherchée lors de la présente étude était la valeur nominale de développement, l'extrapolation a été effectuée à partir de la longueur de développement moyenne de l'armature de 19,05 mm. La longueur de développement moyenne des armatures de 25,4 mm de diamètre a donc été établie et arrondie aux 100 mm près, à 1200 mm.

## CHAPITRE 3

### PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

Ce chapitre est consacré au dimensionnement et à la réalisation des spécimens ayant été utilisés dans le volet expérimental du présent mémoire. Il traite en premier lieu de l'instrumentation propre à chaque essai, ensuite il décrit un à un les essais effectués et finalement il traite des types de matériaux utilisés et de la détermination de leurs caractéristiques.

#### 3.1 Buts du programme expérimental

Le programme expérimental de la présente étude avait deux buts principaux. Le premier était de confirmer les valeurs et les hypothèses obtenues de la littérature alors que le second était de vérifier l'applicabilité des valeurs obtenues à un dimensionnement réel et d'observer le mode de rupture rencontré.

Pour ce faire, la première partie de la phase expérimentale a consisté en une série de douze essais d'arrachement conventionnels sur des barres lisses de 25,4 mm de diamètre. Cette étape était nécessaire afin de déterminer si la longueur de développement, extrapolée à partir des valeurs numériques des études antérieures, était applicable à l'acier qui était disponible. De plus, une plage assez étendue de longueurs noyées permettait l'observation d'autres paramètres principalement liés au comportement à la rupture.

La seconde partie de la phase expérimentale a été axée sur les effets, à l'échelle réelle, de la présence de barres lisses sur le comportement des poutres. Un dimensionnement très simple des poutres a permis de mettre l'emphase sur les paramètres recherchés. Le but premier des poutres renforcées à l'aide d'un lit d'armature simple était de déterminer une longueur de développement acceptable et suffisante. Dans un deuxième temps, les essais sur ces spécimens qui possédaient un sur- ou un sous-dimensionnement en regard de la longueur de développement, était l'observation du mode de rupture. Ces observations ont été faites avec l'intention de pouvoir qualifier le niveau de sécurité lié à l'occurrence d'une telle rupture dans une poutre de pont réelle.

Finalement, une dernière poutre a été testée afin de déterminer si la poutre était en mesure de développer sa pleine capacité sous des conditions de chargement sévères et avec l'usage de la longueur de développement minimale. De surcroît, le spécimen possédait un détail de dimensionnement propre à plusieurs poutres de ponts, soit une interruption, en travée, d'une partie de son armature de flexion. On a établi la capacité de cette poutre pour atteindre deux objectifs. Le premier était d'atteindre la plastification des aciers de flexion nécessaire pour observer un comportement ductile. Le second était de quantifier la résistance résiduelle de la poutre une fois cette limite élastique de l'acier atteinte, ceci afin de juger de la sécurité liée à un tel dimensionnement.

### **3.2 Instrumentation**

Comme l'étude présentée ici était principalement orientée sur la qualité de l'adhérence entre les barres d'armature lisses et le béton ainsi que sur le comportement au-delà de la limite élastique de l'acier, les spécimens utilisés ont été instrumentés de

façon à recueillir le plus d'informations pertinentes sur ces paramètres. Des jauges électriques et des capteurs de déplacement (LVDT) ont été utilisés pour mesurer les déformations et les déplacements. Les instruments ont été branchés à un système d'acquisition de données alors que des systèmes de mise en charge hydrauliques ont été utilisés.

Une brève description des types de jauges utilisées, des capteurs de déplacement et du système d'acquisition de données est présentée ici.

### 3.2.1 Jauges électriques

Le but premier de l'expérimentation est de déterminer s'il était possible d'atteindre la limite élastique de l'acier d'armature dans une poutre en utilisant un ancrage par adhérence. Les déformations de l'acier sont donc un élément important de l'étude et les jauges électriques d'extensométrie étaient toutes indiquées pour mesurer avec précision ces dernières. Rappelons qu'une jauge électrique est un instrument de mesure constitué d'un mince filament métallique dont la résistance varie proportionnellement avec la déformation qui lui est imposée. Lorsque celle-ci est fixée à un élément structural, il est possible de déterminer l'allongement du matériau en analysant la variation de la résistance par rapport au facteur de jauge. L'expression reliant le facteur de jauge aux déformations imposées à la jauge est donnée dans l'équation suivante:

$$\text{Facteur de jauge} = F_j = \frac{\Delta R / R}{\varepsilon} \quad [3-1]$$

Dans les essais effectués lors du programme expérimental, deux types de jauges ont été utilisées: celles qui étaient destinées à mesurer les déformations de l'acier et celles destinées à mesurer les déformations du béton. Ces jauges étaient toutes fabriquées par Micro-Measurements inc.

Les jauges utilisées afin de déterminer les déformations du béton étaient de grande dimension car le béton est un matériau plutôt hétérogène et les déformations prises sur une plus grande surface permettent d'améliorer la précision. En revanche, l'acier étant un matériau homogène, une jauge de petites dimensions suffit et permet, le cas échéant, de n'affecter l'ancrage des barres que sur une zone réduite. Les paramètres relatifs aux jauges sont présentés à l'Annexe B.

Malgré que la précision de ces appareils de mesure soit intéressante, certains facteurs peuvent influencer les valeurs obtenues à partir de jauges: la précision de leur mise en place, la longueur des fils utilisés et, bien sur, la précision du système d'acquisition de données. Cependant la précision garantie par le fabricant était de  $\pm 0,3\%$  pour les jauges utilisées sur l'acier et  $\pm 0,2\%$  pour celles appliquées sur le béton. Cette précision était valable pour des niveaux de déformation allant jusqu'à 5% et pour une plage de température variant de  $-75$  à  $200^{\circ}\text{C}$ . ce qui était amplement suffisant pour leur utilisation sur les spécimens de poutre.

### 3.2.2 Capteurs de déplacement

Les capteurs de déplacement, plus communément appelés LVDT (*Linear Variable Differential Transducer*), sont des instruments de mesure capables de détecter de très petits déplacements en transformant des variations de champ magnétique interne en valeurs de déplacements. Comme les premiers signes de glissement des barres d'armature sont des mouvements de leur extrémité libre de l'ordre du centième de millimètre, ce type d'appareil de lecture est tout indiqué pour permettre une détermination précise de la charge sous laquelle a lieu la rupture d'adhérence.

En raison de la grande gamme disponible de capteurs de déplacement et de la facilité à enregistrer leurs signaux, des capteurs de déplacement ont également été utilisés afin d'effectuer les lectures de la flèche au centre de la poutre. Leur course respective est fournie au tableau 3.1.

**Tableau 3.1: Caractéristiques des capteurs de déplacement**

<u>LVDT</u>	<u>Marque</u>	<u>Précision</u>	<u>Course</u>
Glissement à l'extrémité	Hewlett-Packard	$\pm 0,5\%$	$\pm 25$ mm
Glissement des armatures interrompues	Hewlett-Packard	$\pm 0,5\%$	$\pm 15$ mm
Flèche au centre	Solartron	$\pm 0,5\%$	$\pm 76$ mm
Déplacement des appuis	Hewlett-Packard	$\pm 0,5\%$	$\pm 15$ mm

Le capteur de déplacement à ressort utilisé pour la lecture de la flèche à mi-portée des spécimens était de la marque Solartron tandis que tous les autres étaient fabriqués par Hewlett Packard. Toutefois, leurs caractéristiques étaient identiques sur tous les points et les valeurs fournies dans cette section s'appliquent à tous les capteurs sans distinction.

La précision fournie par les capteurs de déplacement était de  $\pm 0,5\%$  de leur course maximale.

### 3.2.3 Cellule de charge

Une cellule de charge est un instrument de mesure de précision qui consiste en une pièce métallique généralement de forme cylindrique sur laquelle sont apposées des

jauges d'extensométrie. La cellule de charge utilisée pour les essais d'arrachement était creuse ce qui permettait de laisser passer la tige d'armature et ainsi d'avoir un montage simple mais précis. Sa capacité de 200 kN était suffisante pour permettre d'atteindre et même de dépasser la limite élastique de l'armature mise à l'essai.

Le principe de fonctionnement de la cellule de charge est celui bien connu d'un pont de Wheatstone. En effet, grâce à sa très grande sensibilité, un pont de Wheatstone est tout indiqué pour mesurer de très faibles variations de résistance comme celles induites dans les jauges lors de la déformation du noyau métallique d'une cellule de charge. Un arrangement spécifique d'une suite de quatre jauges permet donc de mesurer les déformations de la cellule et, par la suite, de les convertir en valeurs de charge. La disposition des jauges sur un pont de Wheatstone est présentée à l'Annexe C, où sont également présentés les calculs permettant de déduire la charge et la précision d'un tel appareil.

#### 3.2.4 Système d'acquisition de données

Deux types de systèmes d'acquisition de données ont été utilisés. Un système d'acquisition à commande manuelle et un système d'acquisition à haute vitesse.

Le système d'acquisition de données utilisé lors des essais d'arrachement était un système à haute vitesse. Il était constitué de cartes d'acquisition de données Keithley Metrabyte reliées à un microprocesseur conventionnel. Avec la configuration qui était utilisée, ce système était en mesure d'effectuer près de 200 lectures par seconde. Dans le cas des essais d'arrachement, cette fréquence de lecture a été réduite à 5 lectures par seconde, ce qui permettait d'obtenir une précision suffisante sans avoir à manipuler des fichiers informatiques trop importants.

Le système à haute vitesse possédait une capacité totale de 10 canaux de jauges et de 22 canaux de capteurs de déplacement. Le désavantage de ce système était le partage pour tous les canaux d'une masse commune. Cette caractéristique était très peu adaptée à l'usage simultané de deux systèmes de lecture ne fonctionnant pas avec des tensions électriques similaires, les variations de tension d'un appareil influençant les lectures effectuées par le second. Par exemple, l'utilisation d'un capteur de déplacement et d'une jauge provoquait des erreurs considérables sur les lectures de la jauge. À cause de cette interférence, le système d'acquisition n'a pu être utilisé pour les essais de flexion sur la poutre avec un lit d'armature interrompu.

Pour permettre l'utilisation de plusieurs instruments de mesure sur un même système d'acquisition, un système différent fut utilisé. Un système à prise de lecture activée manuellement Hewlett-Packard HP-3852-A. Ce système possédait un mode de lecture différentiel de ses 20 canaux, c'est à dire que chaque canal avait une mise à la masse qui lui était propre, annihilant l'influence que pouvait avoir un instrument de lecture sur un autre. Ce système permettait, avec la configuration utilisée, d'obtenir une lecture et une mise en mémoire de tous les canaux toutes les trois secondes. En comparaison avec la rapidité de lecture du système à haute vitesse, il peut sembler que le taux d'acquisition soit insuffisant mais la quantité de mesures effectuées était raisonnable et permettait de conserver un niveau de précision élevé.

### **3.3 Essais d'arrachement**

Les essais d'arrachement effectués dans la partie expérimentale de l'étude devaient présenter certaines caractéristiques. Entre autres, la rupture par éclatement du bloc de béton devait être évitée, un couvert suffisant devait donc exister autour de la barre. Pour simuler la position des barres d'armature dans une poutre, les spécimens

d'arrachement ont également été coulés en position horizontale. Par cette méthode, les effets du surnageant sur l'adhérence sont similaires dans les deux types d'essais.

### 3.3.1 Hypothèses de conception

La fabrication et les tests effectués sur les essais d'arrachement devaient rencontrer certains critères. Les spécimens devaient être simples et pratiques à manipuler. Les essais devaient être reproductibles mais devaient avoir des résultats cohérents avec un faible degré de répétition. Ils devaient comporter les mêmes matériaux que ceux constituant les poutres et leur mise en charge ne devaient recourir qu'à un montage simple.

Comme les résultats observés lors d'études antérieures semblaient démontrer que le phénomène de rupture d'ancrage comportait un mécanisme de glissement progressif dans le temps, une lecture continue des charges et des déplacements était nécessaire.

Une des hypothèses mise à profit dans le déroulement des essais était que la rupture, quelque soit la longueur de d'ancrage utilisée, se ferait par glissement et non par rupture en traction dans les barres. Ceci limitait la charge maximale qui pouvait être requise dans l'essai et permettait l'utilisation d'un système de chargement assez rudimentaire et simple d'utilisation.

Ainsi le type d'essai qui a été retenu était le plus simple qui soit: un essai d'arrachement concentrique, avec un spécimen ne comportant qu'une seule barre par prisme de béton. Le système de mise en charge était un vérin hydraulique creux, mû par une pompe actionnée manuellement d'une capacité de 60 000 kPa.

Malgré qu'il soit admis que les premiers millimètres de béton qui se trouvent à l'extrémité chargée de la barre, ne contribuent pas ou très peu à l'ancrer dans le bloc de béton, la longueur de développement spécifique de chaque spécimen d'arrachement a été prise comme étant la longueur totale du bloc de béton dans lequel la barre était noyée.

Comme la barre était droite et dépourvue d'ancrage mécanique, sa résistance à l'arrachement était considérée comme provenant uniquement de l'adhérence. Ainsi la contrainte d'adhérence moyenne pouvait être calculée comme étant la charge fournie par le vérin divisée par la surface de contact entre l'acier et le béton.

Finalement, à partir des valeurs ressorties de l'étude bibliographique, une longueur d'ancrage minimale, pour une barre lisse de 25,4 mm de diamètre, a été établie à 1200 mm (voir section 2.3.4). Cette valeur tenait compte à la fois de la résistance en compression du béton ( $f'_c$ ) et de la limite élastique de l'armature ( $f_y$ ). Afin de déterminer s'il était possible d'atteindre et même de dépasser la limite élastique de l'armature, plusieurs longueurs ont été mises à l'essai. Les longueurs utilisées étaient la longueur théorique (1200 mm) ainsi qu'une longueur inférieure du tiers (800 mm), supérieure du tiers (1600 mm) et supérieure de deux tiers (2000 mm).

### 3.3.2 Paramètres étudiés

L'étude de tous les spécimens d'arrachement était axée sur deux principaux objectifs: les valeurs numériques et les observations non-quantifiables. Les paramètres qu'il était possible d'étudier à partir des essais d'arrachement tels qu'ils étaient instrumentés étaient:

Paramètres quantifiables:

- la longueur noyée;
- l'évolution de la charge en fonction du déplacement;
- le glissement à l'extrémité libre;
- le glissement à l'extrémité chargée;
- la charge provoquant le premier glissement;
- la charge résiduelle après l'occurrence du premier glissement;
- la qualité du frottement résiduel en fonction du déplacement.

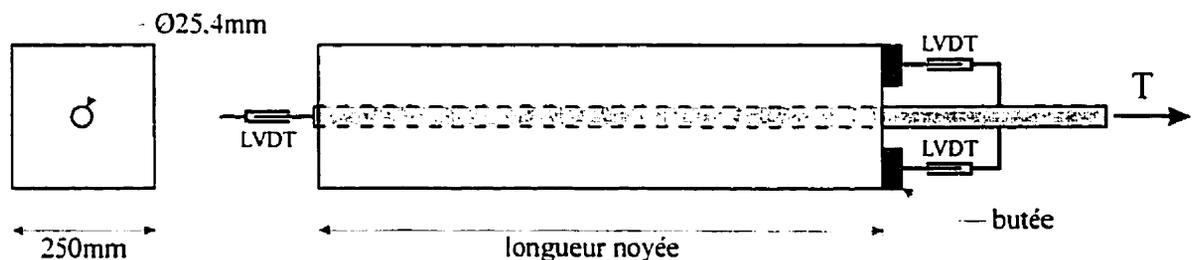
Paramètres non-quantifiables:

- le type de rupture: subite ou progressive;
- l'état de fissuration du bloc de béton;
- l'état de déformation de la barre d'armature;
- la présence de signes précurseurs à la rupture (ex. bruits);
- la constance dans les résultats.

Les paramètres étudiés ont été soigneusement déterminés afin de tirer profit au maximum des valeurs qu'il était possible de recueillir à partir d'essais aussi simples. Un des objectifs était également de corréler certaines observations faites lors d'études antérieures ce qui justifiait davantage l'utilisation de leurs valeurs numériques. Une instrumentation rudimentaire mais judicieuse a donc été installée afin de maximiser la prise de données utiles et de réduire l'erreur inhérente à la prise de certaines mesures.

### 3.3.3 Description des spécimens

Les spécimens d'arrachement étaient constitués de deux parties. Un prisme de béton de longueur variable dans lequel était noyée une barre d'armature. La figure 3.1 montre les caractéristiques typiques d'un spécimen d'arrachement. Tous les spécimens possédaient une vue en coupe identique soit une section de béton carrée de 250 mm de côté avec en son centre une barre d'armature lisse et circulaire de 25,4 mm de diamètre. Les prismes de chaque longueur spécifique, au nombre de trois, étaient coulés simultanément et avec le même béton, dans un coffrage dans lequel les barres d'armature avaient préalablement été disposées. Le béton n'était armé d'aucune façon pour prévenir l'éclatement ou le fendage. Seul des crochets permettant de manipuler des spécimens étaient introduits dans le béton frais. Ces crochets étaient disposés afin de ne pas interférer avec l'armature principale. Leur disposition au tiers et au deux-tiers de la longueur des spécimens réduisait également la possibilité de fissurer en flexion les spécimens lors de leur manipulation.



**Figure 3.1: Spécimen typique d'essai d'arrachement.**

Afin de permettre une instrumentation adéquate et aisée, l'extrémité libre de l'armature excédait de 15 mm le prisme de béton. Cette longueur excédentaire permettait également d'avoir, au début de l'essai, (pour les 15 premiers millimètres de glissement à l'extrémité libre), une longueur noyée constante égale à la longueur du prisme.

L'extrémité chargée, quant à elle, devait excéder le spécimen d'environ 550 mm, une longueur suffisante pour permettre de fixer le vérin de mise en charge et l'instrumentation.

Une liste des essais d'arrachement présentant leurs caractéristiques est fournie au tableau 3.2.

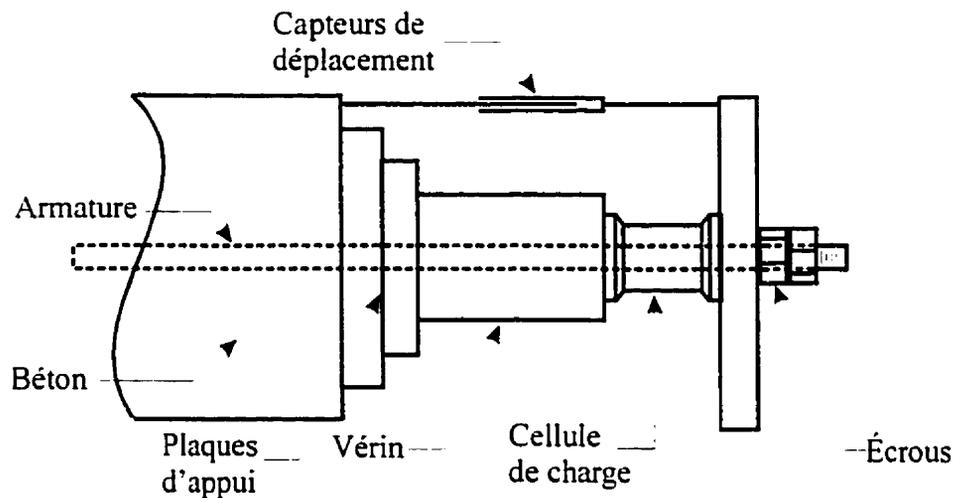
**Tableau 3.2: Données spécifiques aux spécimens d'arrachement**

Spécimens	Nombre	$f'_c$ (MPa)	$f_y$ (MPa)	$\ell_{noyée}$ (mm)
A800-1, 2 & 3	3	31	312	800
A1200-1, 2 & 3	3	28	312	1200
A1600-1, 2 & 3	3	24	312	1600
A2000-1, 2 & 3	3	29	312	2000

### 3.3.3.1 Instrumentation

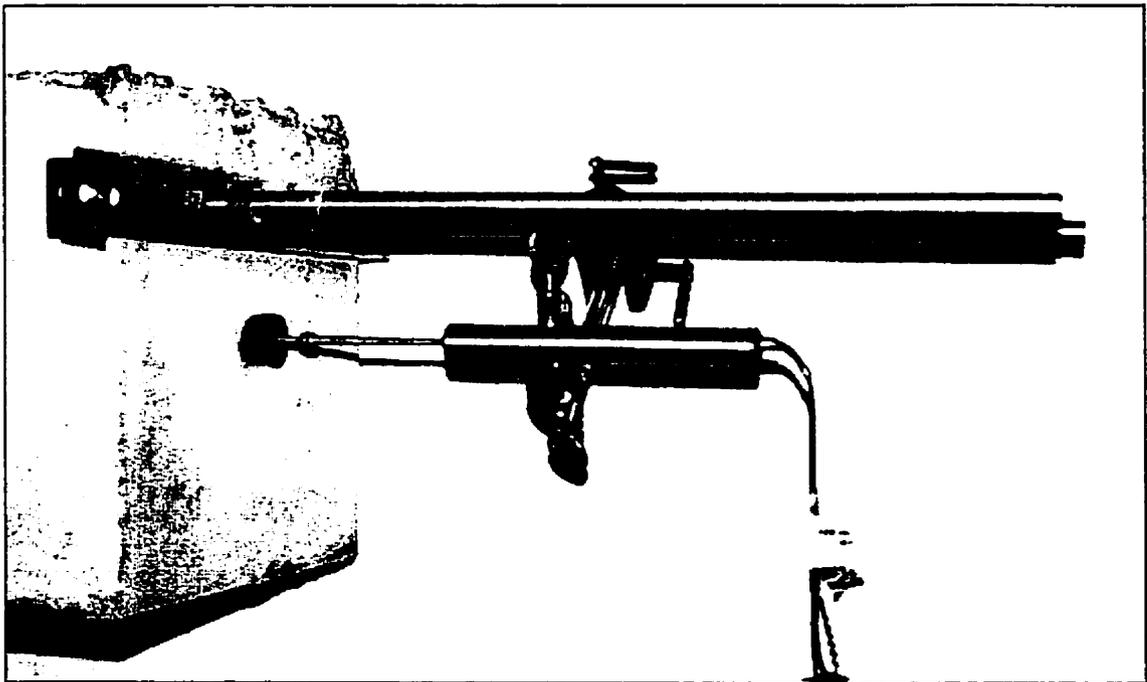
Les informations qui devaient être recueillies à partir des essais d'arrachement étaient les déplacements des deux extrémités de la barre et la charge qui était transmise à cette dernière. La force ne pouvant être obtenue directement de l'appareil de mise en charge, une cellule de charge fut intercalée entre le vérin et l'extrémité chargée de la barre d'armature. Par cette méthode il était possible de lire, à l'aide du système d'acquisition de données à haute vitesse, la force transmise par le vérin à la barre. De plus, l'utilisation d'un tel système permettait de réduire la durée de l'essai tout en évitant les erreurs de lecture manuelle. Les positions relatives des éléments de mise en charge et de lecture à l'extrémité chargée d'un essai d'arrachement sont présentées à la figure 3.2.

En ce qui a trait aux déplacements, ceux-ci devaient être lus d'une façon précise et continue. L'utilisation de capteurs de déplacement était toute indiquée. La lecture du déplacement de l'extrémité chargée de la barre d'armature présentait un ennui majeur. En effet, il était impossible de prendre des lectures près de la ligne d'action du vérin et ceci dû à l'encombrement des systèmes d'appui qui étaient positionnés près du prisme de béton. Pour conserver une bonne précision sur les lectures de déplacement, deux capteurs ont été mis en parallèle et à égale distance de part et d'autre de la barre. Cette disposition a permis de minimiser l'erreur liée à un manque de rectitude et de parallélisme entre l'axe de la barre et l'axe selon lequel avait lieu la traction. La disposition des capteurs de déplacement est clairement indiquée sur la figure 3.2.



**Figure 3.2: Disposition des éléments à l'extrémité chargée d'un spécimen d'arrachement.**

La mesure du déplacement de l'extrémité libre était primordiale puisqu'elle marquait la rupture complète de l'adhérence. Pour cette lecture, une attention toute particulière a été apportée sur la fixité de l'assemblage qui maintenait le capteur de déplacement au prisme de béton. Des pièces de bois étaient fixées de part et d'autre du prisme sur lesquels un support métallique très rigide était vissé de manière à ne permettre aucun déplacement. Par la suite l'ensemble était soigneusement inspecté et les assemblages serrés au maximum. De cette façon, la lecture de la première valeur de glissement ne pouvait provenir, que du glissement réel de l'armature. Une photographie de l'instrumentation est présentée à la figure 3.3.



**Figure 3.3: Disposition de l'instrumentation à l'extrémité libre d'un spécimen d'arrachement.**

### 3.3.3.2 Montage et réalisation des essais

Le montage et la réalisation des essais d'arrachement étaient relativement simples: l'extrémité de la barre d'armature qui était destinée à recevoir le vérin était filetée pour accommoder un écrou standard M25. L'extrémité chargée des barres des petits spécimens, soient les A800-1, 2 & 3 et les A1200-1, 2 & 3, étaient filetés sur une longueur suffisante pour permettre d'y fixer deux écrous (figure 3.2), les spécimens plus grands étaient filetés sur une longueur permettant d'en accepter trois. Cette mesure de sécurité n'avait pour but que de réduire le risque d'une rupture en fond de filet, rupture qui aurait été imprévisible puisque cette partie de la barre était entièrement cachée par le système de mise en charge.

Les instruments et les appareils d'appui étaient alors glissés sur la barre tel que montrés à la figure 3.2. Tout d'abord, deux plaques d'appui en acier d'une épaisseur approximative de 35 mm chacune étaient déposées contre le prisme de béton. Sur ces plaques, le vérin, d'une capacité de 200 kN, était installé en prenant soin que le centrage soit idéal et que celui-ci ne soit pas en contact avec la barre. Puis, la cellule de charge était introduite et une troisième plaque venait terminer l'ensemble. Le but de cette dernière plaque était de répartir le plus uniformément possible la force sur la cellule. Finalement l'ensemble était fixé en serrant les boulons jusqu'à ce que contact se fasse sans introduire de charge dans la barre. L'absence de charge initiale était vérifiée par l'intermédiaire de la cellule de charge et d'une boîte de lecture manuelle. Tous les instruments étaient alors branchés au système d'acquisition de données.

Une fois le montage terminé et les éléments alignés, un zéro de toutes les lectures était effectué sur le système d'acquisition et celui-ci était mis en marche. Un assistant se mettait alors à activer la pompe hydraulique liée au vérin. Le pompage se faisait de la façon la plus régulière possible à un rythme d'environ un mouvement complet du levier toutes les 5 secondes, ceci afin d'éviter tout effet de cognement.

Le pompage se perpétrait jusqu'à ce que soit obtenu un glissement total de 50 mm à l'extrémité libre.

Les observations liées à cette partie de l'expérimentation sont présentées aux sections 4.1.1 et 4.1.2.

### **3.4 Essais de flexion sur des poutres avec lit d'armature simple**

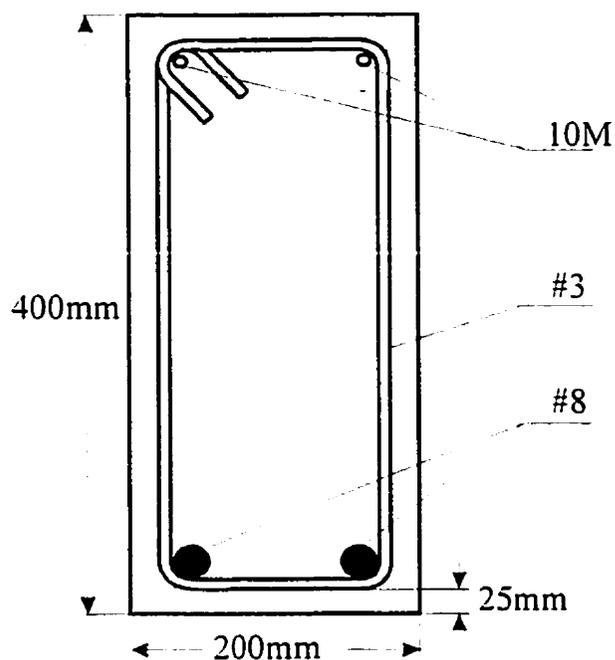
Les spécimens de poutres sont plus complexes que ceux des essais d'arrachement. Leur confection, leur instrumentation et leur sollicitation ont demandé plus de temps et de technique. En revanche, leur similitude avec les éléments réels rencontrés dans les ponts et autres structures est plus évidente.

Afin de simuler les poutres de pont construites au milieu du siècle, les armatures longitudinale et transversale étaient du même type que celles utilisées alors. La disposition des armatures de flexion était représentative de celle rencontrée dans les dimensionnements de ponts du milieu du siècle, seule l'armature transversale divergeait légèrement des principes généralement utilisés dans les années 1950. En effet, quantité de ponts de l'époque comportait des étriers en forme de « U », cette forme d'étrier permet qu'une rupture par éclatement du béton se produise, la bielle de béton comprimée perforant entre les aciers de compression et provoquant une rupture avec un caractère semblable à celui d'une rupture en cisaillement (Collins & Mitchell, 1987). La conception de toutes les poutres du programme expérimental présentait donc des étriers complètement refermés sur eux-mêmes ce qui réduisait la probabilité que ce type de rupture ne se produise.

Les étriers étaient espacés selon la capacité ultime estimée pour chaque spécimen et conformément à la norme CSA-A23.3. Sur ce point, les poutres diffèrent aussi des dimensionnements généralement rencontrés dans les poutres de ponts des années 1950. L'explication de ce phénomène est présentée à la section 3.4.1.

Le béton utilisé était très représentatif de celui qui était utilisé à l'époque. Le mélange était simple et les proportions semblables à celles d'autrefois. La dimension des agrégats (20mm) tout comme la résistance en compression (25MPa) étaient de l'ordre de ceux contenus dans les poutres de ponts. Cependant, le ciment utilisé était un ciment contemporain qui diffère du ciment utilisé à l'époque, principalement par sa finesse (Wernisch, 1937). Cette remarque s'applique également aux spécimens d'arrachements présentés plus tôt.

De plus, pour permettre une plus grande homogénéité des spécimens et réduire les effets d'échelle, tous les spécimens de poutre avec lit d'armature simple présentaient la même section. Deux barres d'armature, du même type que celui utilisé pour les essais d'arrachement, d'un diamètre de 25,4 mm et ayant une aire totale de 1013 mm<sup>2</sup> étaient situées à 48 mm (au centroïde) de la face inférieure de la section de béton. La section de béton était profonde de 400 mm et large de 200 mm pour une aire de 80 000 mm<sup>2</sup>. La figure 3.4 présente la section typique des spécimens de poutre.



**Figure 3.4: Section typique d'un spécimen de poutre.**

Les spécimens possédaient des noms qui permettaient de les identifier. Tous les spécimens de poutre possédaient comme préfixe la lettre P suivie d'un chiffre à quatre numéros qui représentait la portée de la poutre exprimée en millimètres. Le spécimen P2000 représentait donc l'essai de flexion sur la poutre qui possédait une portée de 2000 mm.

### 3.4.1 Hypothèses de conception

Cette partie du programme expérimental porte sur des poutres devant être représentatives des poutres de pont réelles. Ainsi, les dimensions ont été déterminées de manière à permettre la plus grande similitude possible avec la réalité. Les spécimens de poutres s'approchaient donc d'une échelle pleine grandeur. Cependant comme l'objectif de l'étude était la longueur de développement, la longueur de certaines poutres peut

sembler réduite ou, au contraire, un peu longue en regard de la section. La section peut ainsi sembler excessive pour les poutres de faible portée et insuffisante pour les poutres de portée plus importante. Ceci s'explique par le fait que toutes les poutres possédaient exactement la même section afin de permettre des comparaisons directes. Enfin, la section utilisée rencontre, pour toutes les portées, les critères limites de résistance et de ductilité.

La première hypothèse à être admise lors du dimensionnement des spécimens de poutre est que la longueur de développement minimale obtenue de la littérature, et vérifiée lors des essais d'arrachement, était valide et applicable aux poutres.

Une hypothèse qui peut également passer inaperçue mais qui est relativement importante, est la dimension des armatures choisies pour les dimensionnements. En effet, les essais revus dans la recherche bibliographique ne portaient, pour la plupart, que sur des barres d'un diamètre égal ou inférieur à 19,05 mm. L'hypothèse majeure est que le comportement des barres lisses utilisées dans les essais du présent programme (25,4 mm) puisse être extrapolé à partir des résultats obtenus avec des diamètres inférieurs obtenus de ces études antérieures.

De cette hypothèse en découlent deux autres: les poutres ne possédant pas la longueur de développement requise présenteraient une rupture subite et une résistance résiduelle quasi-nulle. En contrepartie, les poutres possédant une longueur d'ancrage égale ou supérieure à la valeur minimale devraient présenter une rupture plus ductile malgré que la littérature fait état de ruptures d'un type particulier (Broms, 1964). Le type de rupture dont il était question présentait le caractère subit et imprévisible d'une rupture en cisaillement, en plus d'une résistance résiduelle plutôt réduite (Brown et Clark, 1931). Par conséquent, toutes les précautions ont donc été prises afin de réduire les risques d'une rupture inopportune.

La sollicitation choisie afin de rompre les spécimens de poutre, devait présenter un caractère critique. Elle devait ainsi solliciter l'armature à sa pleine capacité même le long de sa longueur de développement, contraignant ainsi l'armature à développer sa pleine capacité sur une longueur réduite. De plus, un grand nombre d'études faisaient état du caractère particulier que présentaient les ruptures de poutres armées avec des armatures lisses. Certaines d'entre elles proposaient même que la rupture était, dans tous les cas, subite et qu'elle ne présentait pas de capacité résiduelle (Brown et Clark, 1931). Cependant, la sollicitation devait être maintenue constante après la perte d'adhérence des barres afin de vérifier l'existence d'une résistance résiduelle. Comme le Laboratoire de Structure ne possédait pas de vérin à déplacement contrôlé, ceci n'était possible qu'en intercalant un ressort tel que présenté à la section 2.1. Afin d'approfondir le sujet et de vérifier la sécurité après la rupture d'adhérence d'une poutre avec des armatures lisses, certaines poutres ont été testées à l'aide de ressorts.

Malgré une connaissance approximative de la longueur minimale de développement des armatures, plusieurs longueurs de poutres ont été mises à l'essai. Le but était tout d'abord de vérifier l'hypothèse selon laquelle la longueur de développement minimale prédite par les essais d'arrachement était belle et bien applicable aux poutres. En second lieu, les diverses longueurs de poutres, donc d'armatures, devaient permettre l'observation du comportement d'une poutre soit sous- ou surdimensionnée en regard de la longueur d'ancrage de ses armatures. Les portées choisies étaient donc de 1000, 1500, 2000, et 3000 mm. On remarquera que le spécimen de 2500 mm est manquant. Une remarque au sujet de ce spécimen est présentée à la section 4.3. On remarquera également que pour faire suite à certaines observations relatées dans la littérature selon lesquelles l'adhérence présentée par les armatures de spécimens de poutre étaient généralement plus élevée que dans les spécimens d'arrachement, des spécimens comportant une longueur de développement plus faible que la valeur limite estimée ont été fabriqués. Ainsi, les spécimens P1000, P1500 et P2000 présentaient tous des longueurs de développement inférieures à la valeur théorique de 1200 mm, soit 650, 900 et 1150 mm respectivement.

Pour ce qui est de l'armature de cisaillement, les spécimens de cette étude étaient surdimensionnés par rapport aux poutres réelles. En effet, dans certains ponts conçus vers les années 1950, on a observé des fissures de cisaillement importantes situées entre deux étriers trop éloignés (Gamble, 1984). Les codes de construction de l'époque étaient en effet trop permissifs et toléraient un espacement trop grand de l'armature transversale. Comme le but du programme expérimental était l'étude de l'ancrage des barres d'armature lisses, une rupture des spécimens en cisaillement était inacceptable. Une condition nécessaire à l'atteinte des objectifs recherchés imposait alors que la résistance en cisaillement de tous les spécimens de poutre soit plus grande que leur résistance possible en flexion. Ceci permettait donc de pousser les spécimens jusqu'à leur limite extrême sans risquer une rupture soudaine en cisaillement.

Finalement, à l'image des essais d'arrachement, toutes les précautions ont été prises afin que les spécimens de poutres ne soient pas fissurés au moment de leur première sollicitation. Encore une fois une attention particulière a été apportée au positionnement des ancrages qui permettaient manipuler la poutre. La mise en place et l'instrumentation des spécimens a été soigneusement surveillée pour permettre de solliciter des poutres possédant toutes un état initial vierge de toute trace de fissuration ou de tout autre dommage.

#### 3.4.2 Paramètres étudiés

Cette partie du programme fait suite aux résultats obtenus de la section précédente et consiste en la fabrication et la sollicitation de quatre spécimens de poutre possédant un lit d'armature simple.

À l'image de l'étude effectuée sur les essais d'arrachement, la sollicitation des spécimens de poutre avait pour but de recueillir les informations à la fois quantifiables et qualitatives. Les paramètres étudiés étaient:

Les paramètres quantifiables:

- la longueur de développement effective;
- la comparaison entre l'ancrage offert par une barre droite et celui offert par un crochet;
- le niveau de contrainte dans l'armature;
- la capacité à la plastification et la capacité ultime des armatures longitudinales;
- le glissement des armatures longitudinales;
- la capacité résiduelle de la poutre après le glissement des barres.

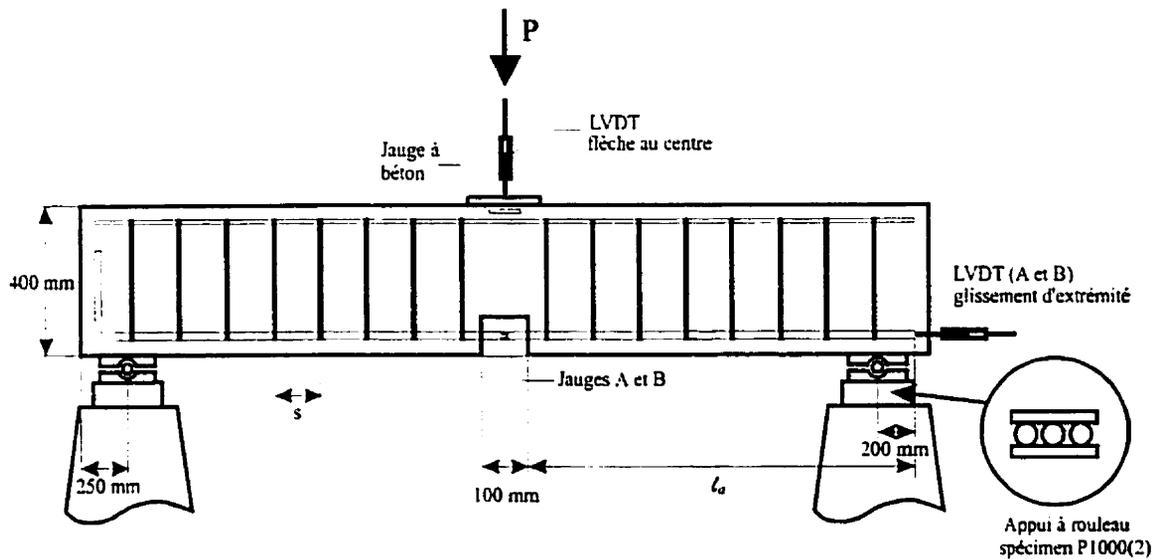
Les paramètres non-quantifiables:

- le mode de rupture;
- le schéma de fissuration lié à une rupture d'adhérence;
- les signes précurseurs d'une rupture d'adhérence;
- la corrélation entre la ductilité et la longueur de développement fournie.

La disposition des instruments de mesure apposés aux différents endroits stratégiques le long de chaque spécimen a été réalisée de façon à permettre une prise des données pertinentes sans encombrer la poutre.

### 3.4.3 Description des spécimens

Toutes les poutres fabriquées pour la présente étude, à l'exception de la poutre avec lit d'armature interrompu, possédaient la même géométrie globale. La figure 3.5 présente l'allure générale ainsi que l'instrumentation des spécimens de poutre.



**Figure 3.5: Instrumentation typique d'un spécimen d'essai de flexion sur poutre avec lit d'armature simple.**

Les étriers utilisés pour la confection des spécimens partageaient également les mêmes dimensions, ils étaient constitués d'une tige lisse de 9,525 mm (3/8 de pouce) de diamètre équivalent aux barres d'armature #3 utilisées au milieu du siècle. L'espacement des étriers était constant sur toute la portée d'une poutre et fonction de sa capacité. Les valeurs spécifiques à chaque poutre sont présentées au tableau 3.3.

**Tableau 3.3 Données spécifiques à l'armature transversale des spécimens de poutre**

Poutre	$P_r$ (kN) Charge anticipée	$V$ (kN) Effort tranchant	$V_{uc}$ (kN) béton	$V_{us}$ (kN) étriers	$S$ (mm) espacement	$V_r$ (kN) résistance
P1000	386	193	71	122	90	278
P1500	257	129	71	58	175*	177
P2000	193	97	71	26	175*	177
P3000	129	65	71	6	175*	177

Note: \*Valeurs gouvernées par l'espacement maximal permis ( $d/2$ )

Les valeurs de résistance pondérée à l'effort tranchant ont été calculées en considérant que l'aire des étriers (aire des deux branches) était de 142,5 mm<sup>2</sup> et que leur limite élastique mesurée était de 370 MPa. Les résistances sont calculées avec la plastification des armatures.

**Tableau 3.4 Longueurs d'ancrage disponibles dans les spécimens de poutre**

Spécimen	longueur d'ancrage « $l_a$ » (mm)
P1000	650
P1500	900
P2000	1150
P3000	1650
P4900 (barres courtes)	1250
(barres longues)*	2500 (1250)

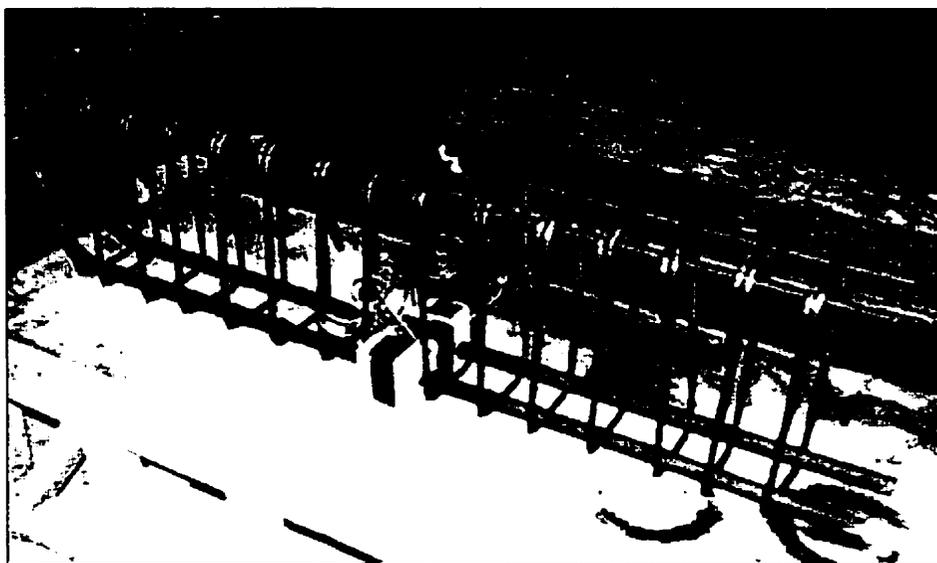
\*Les barres longues du spécimen P4900 présentaient une longueur d'ancrage disponible de 2500 mm mais le type de sollicitation du spécimen ne permettait qu'une longueur d'ancrage effective de 1250 mm.

#### 3.4.3.1 Commentaires sur le type d'appui utilisé

Le type d'appui utilisé pour les essais P1000(1), P1500, P2000 et P3000 permettait une rotation libre des extrémités de la poutre mais ne permettait qu'un déplacement longitudinal partiel. Cependant, tel qu'il sera démontré lors de l'analyse des résultats, les effets de cette restreinte horizontale partielle ont été quantifiés et déduits des résultats expérimentaux. Seul le spécimen P1000, de par sa très courte portée, a été sévèrement affecté par cette restreinte au point qu'il a fallu recommencer sa mise en charge. Ces deux essais ont donc été nommés P1000(1) pour l'essai avec appuis rotulés et P1000(2) pour l'essai réalisé avec un appui à rouleau.

Cet appui à rouleau a également été utilisé pour le dernier essai de la présente étude soit le spécimen P4900. Malgré que sa portée importante ne laissait présager d'aucun effet d'arc, ce type d'appui a tout de même été utilisé afin d'observer la réponse des armatures en traction pure et donc une résistance presque uniquement issue de l'adhérence des barres d'armature. Une discussion plus approfondie à ce sujet est présentée au chapitre 4.

Les armatures longitudinales étaient constituées de barres de section circulaire de 25,4 mm de diamètre, similaires d'un point de vue dimensions et résistance aux barres #8 utilisées durant les années 1950. La limite élastique utilisée pour le dimensionnement était de 325 MPa. Le lit simple était constitué de deux barres d'armature. Les barres étaient d'une forme particulière: une extrémité était repliée avec un angle de 90 degrés tandis que l'autre était conservée droite. Cette forme permettait d'observer la qualité de l'adhérence en ne concentrant l'instrumentation que sur une seule extrémité de la poutre. De plus, cette disposition des aciers permettait de comparer le comportement d'une barre droite et d'un ancrage mécanique dans une même poutre et ce, sous un même chargement. Les armatures longitudinales excédaient l'appui d'une longueur de 200 mm. La conception des ancrages mécaniques répondait aux exigences de la norme canadienne des bâtiments en béton armé CAN/CSA-A23.3-M94. Une cage d'armature typique est présentée à la figure 3.6.



**Figure 3.6:** Cage d'armature typique d'un spécimen de poutre.

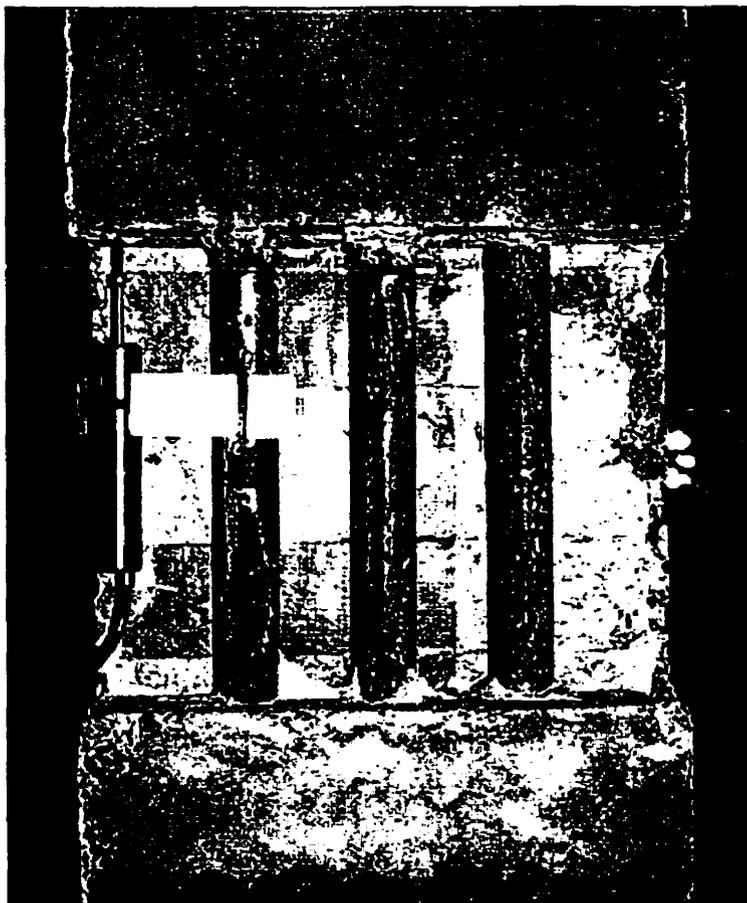
Les portées des poutres variaient de 1000 à 3000 mm. Les poutres étaient en portée simple et le chargement se faisait en leur centre. Les spécimens P1500, P2000 et P3000 ont été sollicités par l'entremise d'un ressort, la capacité trop grande du spécimen P1000 rendait la manœuvre inutile et de surcroît dangereuse.

Les appuis utilisés étaient des appuis à rotules conventionnels permettant la rotation aux deux extrémités de la poutre sauf pour le spécimen P1000 qui a été testé une seconde fois avec un appui à rouleaux qui n'offrait pas de retenue horizontale (figure 3.5).

#### 3.4.3.2 Instrumentation

Pour chacun des spécimens, une cavité était pratiquée dans le béton au centre de la poutre, dénudant les jauges et permettant une observation visuelle des barres pendant les essais. Cette cavité avait également pour effet de délimiter avec plus de précision la longueur de développement disponible pour l'armature. La figure 3.7 montre la photographie d'une de ces indentations et donne également un aperçu du type de surface (calamine) que présentaient les armatures utilisées.

De plus, chaque spécimen de poutre était instrumenté d'une façon identique et symétrique. Chaque barre d'armature portait en son centre une jauge d'extensométrie. La partie centrale de l'armature a été choisie car elle présentait la zone où les contraintes étaient maximales. De surcroît, cette zone était idéale pour apposer une jauge puisque sa couverture de protection n'affectait en rien la surface de contact entre l'armature et le béton.



**Figure 3.7: Indentation centrale montrant le lit d'armature  
d'un spécimen de poutre.**

Des capteurs de déplacement (LVDT) étaient également disposés à l'extrémité droite de chaque barre. Afin de ne pas créer un ancrage mécanique sur celles-ci, des manchons d'un diamètre inférieur à celui des barres étaient soudés à leur extrémité (voir figure 3.8).



**Figure 3.8: Manchons d'extrémité sur les armatures longitudinales.**

Avant la mise en place du béton dans les coffrages, les manchons étaient enveloppés dans une gaine de polystyrène, l'absence d'adhérence entre le béton et les manchons était ainsi garantie. Par la suite, un filetage interne des manchons était effectué, le pas de vis ainsi créé permettait de fixer solidement les capteurs de déplacement aux armatures, ce qui permettrait d'observer, le cas échéant, un va-et-vient des armatures.

Les capteurs de déplacement étaient installés avec le même système de fixation que celui utilisé pour les essais d'arrachement décrit à la section 3.3.3.1. Toutefois, le système dans le cas des poutres accommodait deux capteurs de déplacement qui mesuraient simultanément le glissement des deux barres d'armature. Les mêmes précautions quant à la rigidité globale de l'ensemble étaient apportées afin de garantir que la mesure du plus infime déplacement soit issue du mouvement des barres et non d'un mouvement inopportun des capteurs.

Le reste de l'instrumentation consistait en une instrumentation conventionnelle requise dans tous les essais de poutre, soit une jauge d'extensométrie à la fibre extrême comprimée du béton et un capteur de déplacement mesurant la flèche au centre.

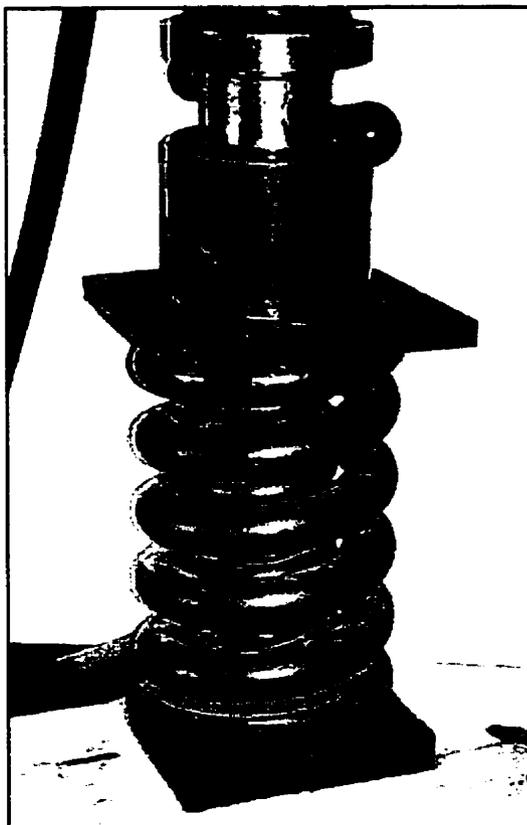
La jauge mesurant les déformations du béton devait être située à l'endroit où le béton était le plus sollicité, soit au centre de la poutre et sur sa surface supérieure. Comme la zone d'appui du vérin se situait exactement à cet emplacement, il était donc impossible d'y positionner la jauge et il a donc été décidé d'apposer cette dernière sur la surface verticale de la poutre, le plus près possible de la face supérieure et directement sous l'appui.

Une lecture de la charge était également enregistrée par le système d'acquisition de données directement à partir de la pompe hydraulique.

#### 3.4.3.3 Montage et réalisation des essais

Les essais de flexion sur les poutres demandaient une minutie plus grande que celle requise dans les essais d'arrachement. Un vérin hydraulique Amsler d'une capacité de 500 kN était tout d'abord installé sur un cadre de réaction. Une paire d'appuis était alors placés de part et d'autre du vérin à une demi-portée de distance de ce dernier. Les rotules étaient alors mises en place et la poutre déposée sur le montage. Les éléments étaient alors ajustés à l'aide d'un fil plombé et d'un ruban à mesurer afin que la portée et la position du vérin soient respectées avec une précision de  $\pm 2$  mm.

Pour les spécimens P1500, P2000 et P3000, un dispositif d'application de la charge était installé sur la poutre, sous le vérin. Cet appareil était constitué d'une plaque carrée d'acier de 250 mm de côté et de 25 mm d'épaisseur sur laquelle prenaient place deux ressorts inclus l'un dans l'autre. Ces deux ressorts étaient du type de ceux utilisés dans le transport ferroviaire, leur constante de rigidité conjuguée était de 1,43 kN/mm. Leurs sièges étaient plats et perpendiculaires à leur hauteur ce qui permettait de ne pas avoir recours à un système complexe pour les installer. L'appareil d'appui était complété par une seconde plaque de dimensions similaires à la première et sur laquelle venait s'appuyer le vérin. Pour sa part, le spécimen P1000, possédait un dispositif d'application de la charge conventionnel constitué d'une plaque d'acier de 25 mm d'épaisseur et de 100 mm de côté. La figure 3.9 présente la disposition des éléments de ce dispositif.



**Figure 3.9: Appareil de mise en charge à ressort.**

Ensuite, les instruments de mesure étaient installés. Le capteur de déplacement mesurant la flèche à mi-portée était installé sur un trépied et son extrémité mobile appuyée à un endroit approprié sur la poutre. Les capteurs de déplacement destinés à mesurer le glissement des armatures étaient vissés dans les manchons à l'extrémité de chacune des barres. Leur support était également inspecté pour qu'aucun mouvement relatif avec la poutre ne soit possible.

Tous les instruments étaient alors reliés au système d'acquisition de données à haute vitesse. Un essai était alors effectué sur chaque instrument séparément afin de s'assurer qu'ils étaient tous fonctionnels. Une attention était alors apportée afin que les lectures de la jauge et du capteur de déplacement d'une même barre aient le même indice.

Le système de chargement à ressorts était ensuite aligné dans les trois directions à l'aide d'un niveau et de cales d'acier. Le ressort était également attaché aux appuis pour éviter qu'il n'échappe à l'emprise du vérin dans le cas d'une rupture trop brusque de la poutre.

Un zéro des lectures était alors effectué sur le système d'acquisition de données et la pompe mise en marche pour solliciter la poutre. Dès lors, le chargement n'était pas interrompu afin de ne pas surcharger le système d'acquisition de données qui prenait des lectures deux fois par seconde.

Le chargement se perpétrait jusqu'à la rupture complète du spécimen. Les observations liées à ces essais sont présentées aux sections 4.2.1 et 4.2.2.

### 3.5 Essais de flexion sur une poutre avec lit d'armature interrompu

Les poutres de ponts possèdent généralement de grandes portées qui nécessitent souvent que les armatures soient interrompues en travée. Les spécimens de poutre dont il a été question jusqu'à présent dans cette étude ne comportaient pas un tel détail d'armature. Le but de soumettre une poutre avec un lit d'armature interrompu à un essai de flexion était de confirmer les résultats obtenus de tous les autres essais effectués lors de cette étude. Ce dernier essai se voulait donc un résumé et une confirmation de l'étude dans son ensemble. Son dimensionnement devait être représentatif à la fois des autres essais et des poutres réelles généralement rencontrées sur des ponts.

Afin d'être cohérent avec le reste des spécimens de la présente étude, l'abréviation donnée à cette poutre fonctionne selon le même principe, soit la lettre P pour spécifier que le spécimen est un essai de poutre et 4900 pour qualifier sa portée exprimée en millimètres.

#### 3.5.1 Hypothèses de conception

La première hypothèse à la base de la conception du spécimen portait sur le fait qu'il était possible d'atteindre la limite élastique de l'armature avec un ancrage par adhérence. De ce fait, tous les calculs de capacité et de résistance tenaient compte de la possibilité d'atteindre la limite élastique de l'acier de flexion.

La longueur de développement disponible devait présenter encore une fois un caractère critique et la longueur de la poutre était donc régie par cette contrainte. La

longueur de développement ayant été cernée à environ 1200 mm, l'armature ne pouvait présenter que cette longueur minimale pour développer sa pleine capacité.

Comme les autres spécimens de poutre de l'étude, la section utilisée devait être représentative des dimensionnements généralement rencontrés en pratique pour des poutre de pont des années 1950. Cependant afin d'accommoder les deux lits d'armature (espacés de 25 mm) la profondeur de la section a été augmentée à 550 mm. La largeur a été conservée à 200 mm pour une aire de béton égale à 110 000 mm<sup>2</sup>. Les barres d'armatures, du même type que celles utilisées jusqu'à présent étaient au nombre de quatre pour la zone centrale et au nombre de deux près des appuis. La figure 3.10 présente les deux sections.

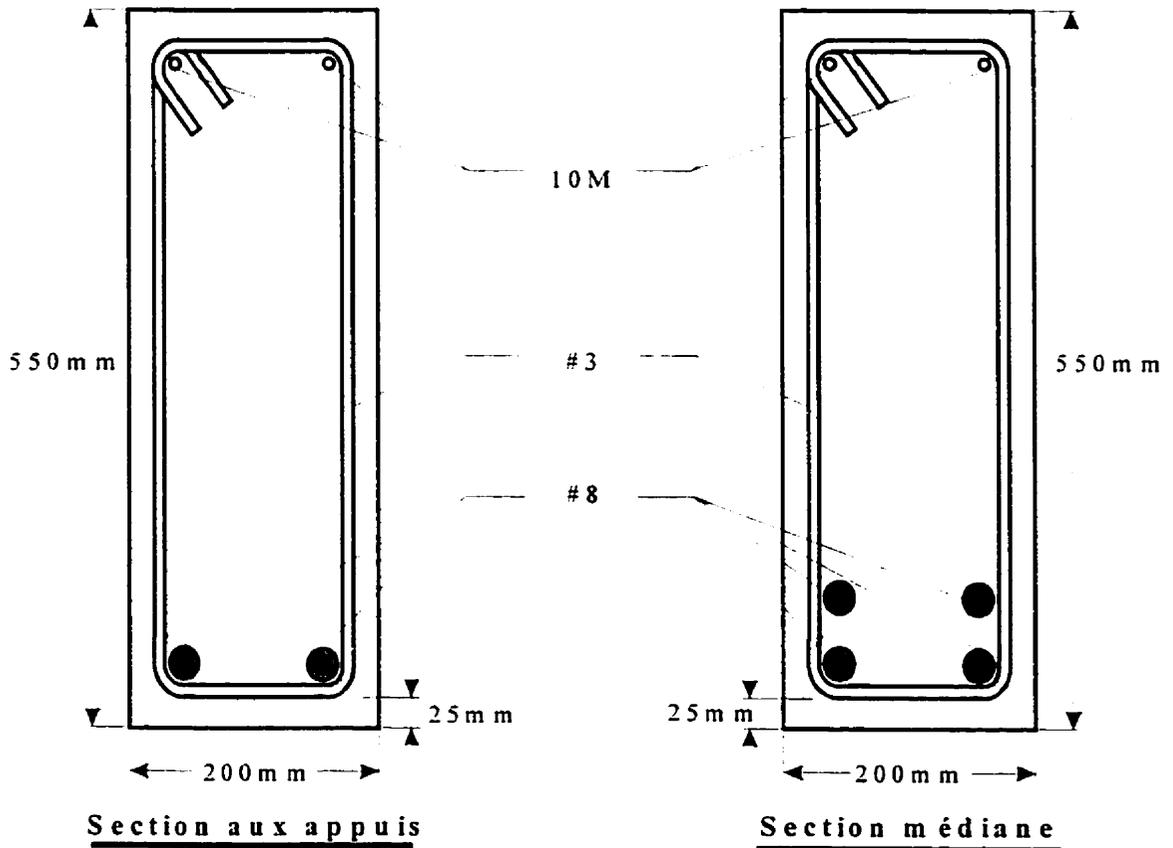


Figure 3.10: Sections du spécimen de poutre avec armature interrompue.

Les barres d'armature possédaient toutes une extrémité droite, ancrée par adhérence et une extrémité avec un ancrage mécanique. Les armatures continues d'un appui à l'autre étaient ancrées avec un pliage à angle droit. Les armatures interrompues en travée possédaient un crochet. Celui-ci était moins haut qu'un pliage à 90 degrés et prévenait donc que la barre n'encombre le haut de la poutre. De plus, ce type de dimensionnement est très fréquemment rencontré dans les ponts considérés dans cette étude. Toutes les dimensions des ancrages mécaniques répondent aux recommandations de la norme CSA-A23.3-M94.

Les deux sections de la poutre répondaient aux critères de ductilité et de résistance minimales également prescrites par la norme A23.3-M94. De cette façon, l'hypothèse de la rupture ductile en flexion pouvait être assumée.

L'objectif de l'essai était de solliciter la poutre jusqu'à sa ruine complète. De ce fait une attention toute particulière devait être apportée au dimensionnement des aciers de cisaillement. Ceux-ci devaient être en mesure de supporter la charge équivalente à la capacité ultime de la poutre en flexion. Encore une fois, du point de vue des étriers, la poutre P4900 ne représentait pas les poutres types du milieu du siècle. Les étriers, tel que mentionné à la section 3.4.1, étaient fermés sur eux-mêmes et moins espacés que dans un dimensionnement typique des années 1950. Cependant afin de pouvoir observer le mécanisme de rupture rapporté par certaines études (Baron, 1966), dans lequel on observe une perte d'adhérence, l'espacement des étriers n'a pas été diminué dans les zones où les armatures sont interrompues tel qu'il l'est prescrit dans la présente norme CAN3-A23.3-M94 (CSA, 1994).

Le béton utilisé était le même béton conventionnel utilisé lors de la confection des autres spécimens du programme expérimental.

Le type de sollicitation devait présenter un caractère critique et mettre à l'épreuve les zones d'adhérence à leur maximum. Comme à la section précédente, le chargement par l'entremise de ressorts de certains spécimens avait permis de statuer sur la faible capacité résiduelle de l'ancrage par adhérence, il n'a pas été jugé nécessaire de réitérer ce type de chargement en regard de la complexité et du danger qu'il induisait. De plus, la rupture soudaine que provoque la sollicitation à l'aide de ressort ne permettait pas de visualiser le mécanisme complexe de rupture que présente une poutre avec lit d'armature interrompu. Il était également souhaité de faire le schéma de fissuration de la poutre ce que le caractère hasardeux d'un chargement à ressort ne permettait pas. La sollicitation de la poutre s'est donc effectuée à l'aide d'un verin sans ressort.

### 3.5.2 Paramètres étudiés

Cette section du programme expérimental se voulait à la fois un essai permettant de confirmer les résultats obtenus des autres essais et un essai permettant de qualifier le type de rupture généralement rencontrée dans les poutres possédant un lit d'armature lisses interrompu en travée. Cette dernière partie de la phase expérimentale était constituée de la confection et de la mise à l'essai d'une poutre avec deux lits d'armature superposés. Le premier lit était continu d'un appui à l'autre tandis que l'autre lit était interrompu en travée.

Les informations recherchées lors de la sollicitation en flexion étaient encore liées à la capacité et au glissement des barres d'armatures. Les informations recueillies étaient une dernière fois séparées en deux catégories, les paramètres quantifiables et non-quantifiables :

Les paramètres quantifiables:

- la longueur de développement effective;
- la comparaison entre l'ancrage offert par une barre droite et l'effet d'un crochet;
- le niveau de contrainte dans l'armature;
- la capacité à la plastification et la capacité ultime des armatures;
- le glissement des armatures longitudinales continues et interrompues;
- la capacité résiduelle après le glissement des barres.

Les paramètres non-quantifiables:

- le mode de rupture observé;
- le caractère soudain ou prévisible de la rupture;
- le schéma de fissuration lié à une rupture d'adhérence;
- les signes précurseurs d'une rupture d'adhérence;
- l'effet relatif du glissement des barres continues et des barres interrompues.

La disposition des instruments a été faite de façon à permettre de comparer les valeurs de glissement, de contrainte et de capacité simultanément tout en permettant de mesurer l'interaction entre les paramètres.

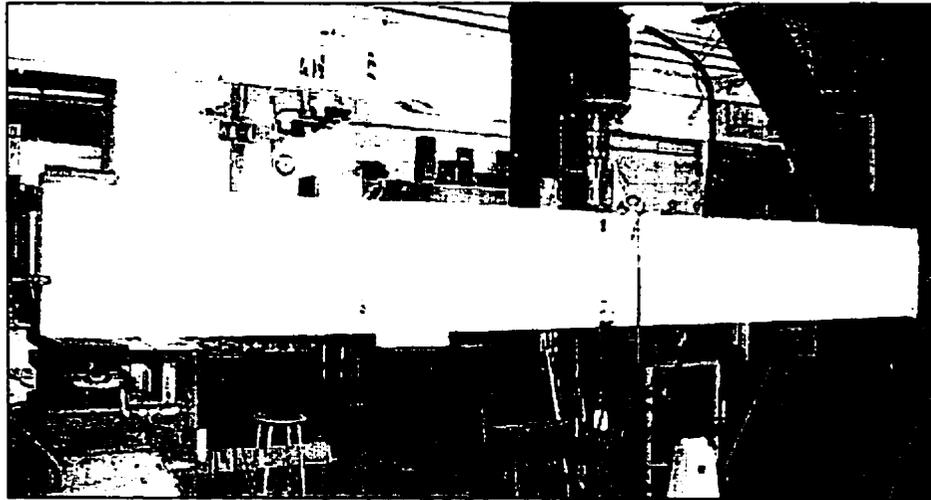
### 3.5.3 Description du spécimen

La poutre avec lit d'armature interrompu était constituée avec les mêmes matériaux que les autres poutres du programme. L'armature longitudinale et transversale possédaient les mêmes dimensions et caractéristiques que celles utilisées antérieurement.

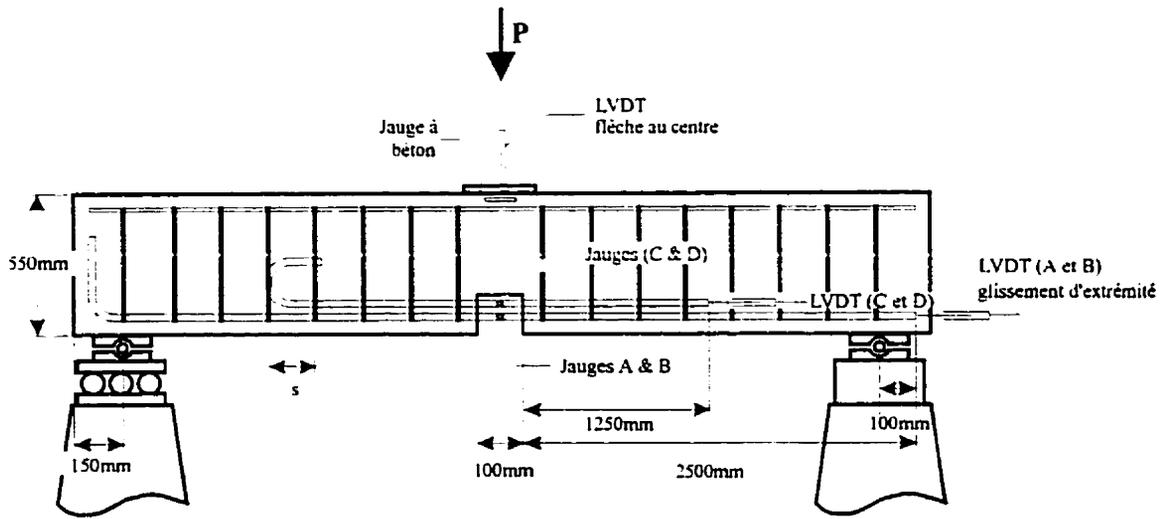
Les étriers, de type fermé, étaient espacés d'une façon continue le long de la poutre. Leur espacement de 200 mm, qui était dicté par la valeur minimale requise par la norme,  $d/2$ , conférait à la poutre une résistance au cisaillement de 200 kN, ce qui était à peu de chose près le double de l'effort tranchant correspondant à la capacité ultime anticipée de la poutre.

Les extrémités des armatures longitudinales qui étaient recourbées, possédaient toutes un rayon de courbure au moins égal à celui prescrit par la norme canadienne des bâtiments en béton armé CAN3-A23.3-M94 (CSA, 1994).

La portée de la poutre était de 4900 mm. Cette portée était régie par les longueurs de développement additionnées des deux lits d'armature. La poutre sur ses appuis est présentée aux figures 3.11 et 3.12.

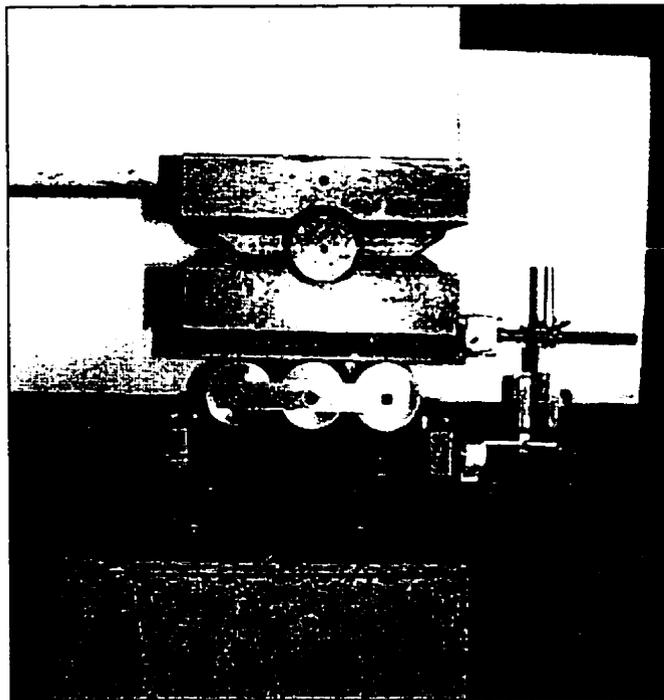


**Figure 3.11: Spécimen de poutre avec lit d'armature interrompu (P4900).**



**Figure 3.12: Instrumentation du spécimen d'essai de flexion sur poutre avec lit d'armature interrompu.**

En ce qui a trait aux appuis, ceux-ci devaient présenter la configuration la plus critique. Ils ne devaient pas permettre de développer un effort longitudinal dans la poutre pour éviter qu'il ne se développe une restrainte des appuis. Les appuis comportaient donc à une extrémité un appui permettant la rotation et à l'autre extrémité un appui permettant à la fois la rotation et le mouvement longitudinal. Ce deuxième appui, qui était réalisé en superposant un appui conventionnel à rotule et un système de rouleaux, est présenté à la figure 3.13.



**Figure 3.13: Appui à rouleaux.**

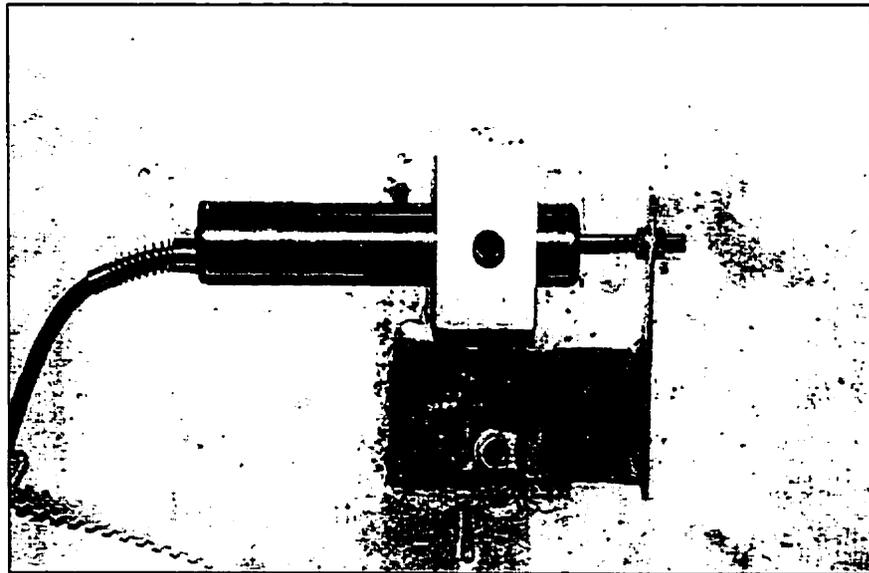
Afin de pouvoir déterminer le glissement des armatures interrompues en travée, des cavités de 50 mm de longueur et de 45 mm de hauteur ont été pratiquées en introduisant des morceaux de polystyrène aux extrémités de ces dernières. À l'extrémité droite des barres d'armature interrompues, un manchon, semblable à celui rencontré sur les barres continues, était soudé pour permettre une lecture à l'aide de capteur de déplacement.

### 3.5.3.1 Instrumentation

La poutre avec lit d'armature interrompu était instrumentée à l'image des autres poutres du programme en plus de comporter une instrumentation supplémentaire spécifique aux armatures interrompues en travée. L'instrumentation était constituée de:

capteurs de déplacement à l'extrémité droite des armatures continues ainsi que pour la mesure de flèche au centre, d'une lecture directe de la charge et de jauges d'extensométrie au centre des barres d'armature et à la fibre extrême comprimée du béton. À cette instrumentation s'ajoutait un second ensemble d'appareils de mesure constitués de deux jauges au centre des armatures interrompues et de deux capteurs de déplacement à leur extrémité ancrée par adhérence.

Comme sur les autres spécimens de poutres, le spécimen P4900 comportait des manchons aux extrémités droites des barres d'armature. Les barres d'armature interrompues en travée, de par leur position, nécessitaient des manchons recourbés vers l'extérieur de la poutre. Sur ces manchons, de part et d'autre du spécimen, étaient fixés des capteurs de déplacement par l'intermédiaire de plaques d'acier très rigides. Le capteur était ensuite fixé directement au-dessus de l'extrémité de la barre afin de minimiser le risque que ne se produise une fissure entre l'extrémité de la barre et l'ancrage du LVDT. La figure 3.14 présente le montage décrit ici.



**Figure 3.14: Capteur de déplacement mesurant le glissement des armatures interrompues en travée.**

Dans tous les montages faisant usage de capteurs de déplacement, le même soucis de rigidité était apporté aux systèmes de fixation afin de réduire au minimum la possibilité d'une lecture erronée.

Une présentation détaillée de l'instrumentation du spécimen P4900 est faite à la figure 3.11 qui présente également la disposition des armatures et celle des appuis.

### 3.5.3.2 Montage et réalisation de l'essai

Pour le spécimen P4900, on a utilisé le même équipement de mise en charge que pour les autres spécimens de poutre du programme. Sous le vérin Amsler de 500 kN étaient installés les appuis à rouleaux décrits plus tôt puis la poutre était installée sur le montage en prenant soins de ne pas fissurer cette dernière, cette tâche fût plutôt délicate en regard de la portée importante du spécimen.

Le dispositif de chargement situé entre le vérin et la poutre était constitué d'une plaque d'acier de 25 mm d'épaisseur et de 200 mm de largeur, l'appui à ressorts n'ayant pas été retenu pour cet essai.

Après un dernier survol de tous les branchements hydrauliques et électriques, un zéro de tous les instruments était effectué et le système d'acquisition était mis en route. Le système hydraulique était alors mis en marche et l'essai débutait. Au début de l'essai, une prise de lecture était effectuée à chaque incrément de charge de 20 kN. À partir d'une charge de 160 kN, les incréments étaient réduits à 4 kN. Lorsque la rupture s'est faite éminente, c'est à dire approximativement à 200 kN, des mesures ont été prises aussi fréquemment que le système le permettait, soit toutes les 3 secondes environ.

Le chargement était maintenu jusqu'à la ruine complète du spécimen, les résultats de cet essai sont présentés à la section 4.3.

### **3.6 Caractérisation des matériaux**

Les douze spécimens d'arrachement et les cinq poutres ont été entièrement confectionnés au Laboratoire de Structures de l'École Polytechnique de Montréal durant l'été et l'automne 1995. Toutes les étapes de la fabrication des spécimens y ont été réalisées: la fabrication des coffrages, le pliage des étriers et de l'armature longitudinale, la pose des jauges et de l'instrumentation mécanique, la coulée du béton et la caractérisation des matériaux.

Lors de la réception de l'acier, un échantillonnage préliminaire a été effectué afin de déterminer si le matériau en question répondait aux exigences de la fonction qui lui serait plus tard assignée lors des essais. Par la suite, un plus grand nombre d'essais a été effectué pour valider les résultats obtenus. Dans le cas du béton, deux types de tests ont été effectués sur les cylindres: l'essai classique de compression et l'essai de fendage ou essai brésilien. Un des principaux critères de sélection des matériaux utilisés pour la confection des spécimens est la similitude avec les matériaux utilisés entre 1940 et 1960 dans la construction des poutres de ponts. Les valeurs de résistance présentées dans les sections qui suivent peuvent sembler élevées pour l'époque mais les ponts étant des ouvrages importants, ils étaient généralement constitués de matériaux de bonne qualité. Pour l'acier, cependant, il a été difficile, voire impossible, de retrouver des barres de nuance comparable à celles des années 1940 ou 1950.

### 3.6.1 Acier

Comme les aciers utilisés dans la confection des spécimens ne possédaient pas tous la même fonction, les caractéristiques exigées de chacun d'eux différaient également. De cette façon, un acier ayant une résistance nominale de 300 MPa était requis comme acier de flexion dans les poutres ou comme barre dans les essais d'arrachement. De plus, l'allongement à la rupture de cet acier devait excéder 15%. En contrepartie, on devrait connaître avec précision la limite élastique de l'acier de cisaillement puisque la rupture en cisaillement des spécimens de poutre devait être évitée.

Les caractéristiques mesurées à partir des échantillons pris des tiges d'armature se sont avérées très constantes. Des écarts maximaux de 6% ont été observés sur les mesures de la limite élastique, 4% sur la résistance à la traction et 2% sur les valeurs des diamètres. La seule caractéristique mesurée qui comportait une variance plus élevée était la valeur de l'allongement à la rupture avec un écart maximal de 15%. Ces statistiques semblent démontrer que l'acier utilisé était de qualité supérieure et très approprié pour l'usage qui en a été fait.

#### 3.6.1.1 Armature longitudinale

L'armature de flexion longitudinale des poutres et les barres noyées des essais d'arrachement sont constituées de barres lisses de nuance A36 et d'un diamètre nominal de 25,4 mm. Les valeurs exactes relatives à chaque essai sont fournies avec la description de chaque essai, mais d'une façon globale, la limite élastique de cet acier ( $f_y$ ) était de 325 MPa et sa limite ultime ( $f_u$ ) de 499 MPa pour un allongement moyen à la rupture de 27,6%. L'allongement à la rupture était une caractéristique importante puisque c'est de ce paramètre que dépend la ductilité globale lors de la rupture d'une

poutre. Toutes les valeurs présentées ici ont été déterminées selon les recommandations de la norme ACNOR CSA-G30.12-M1977 (CSA, 1977).

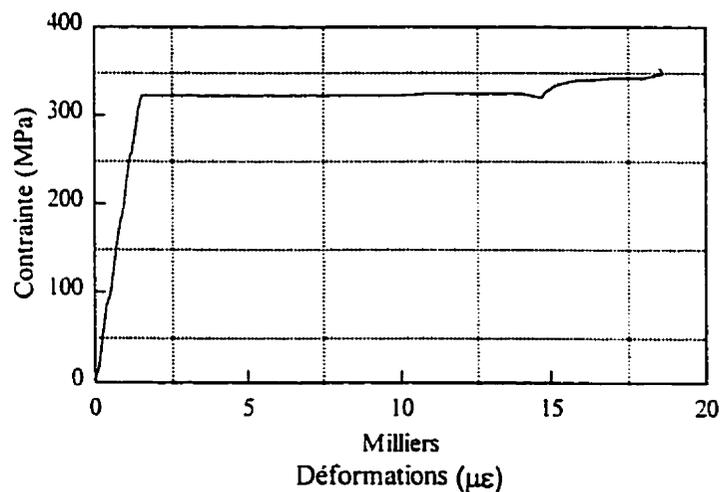
Le diamètre réel des barres a été mesuré avec précision et les valeurs obtenues oscillaient entre 25,20 mm et 25,75 mm. Compte tenu de la présence d'une couche de calamine à la surface des barres, qui tend à en augmenter le diamètre, les barres semblent posséder un diamètre très près de la valeur nominale. Cette constatation permet, pour les fins de calcul, d'utiliser les dimensions nominales sans introduire une erreur appréciable. La section utilisée dans tous les calculs est donc de 506,7 mm<sup>2</sup>.

Plusieurs essais de traction ont été réalisés afin d'obtenir les valeurs de limite élastique ( $f_y$ ) et de résistances à la traction ( $f_u$ ). Dans deux de ces essais (usinés) on a utilisé une instrumentation spéciale afin d'obtenir avec précision, le module d'élasticité ( $E_s$ ), le coefficient de Poisson ( $\nu$ ) et la longueur du plateau plastique. Les barres utilisées étaient instrumentées avec deux jauges longitudinales et deux jauges transversales par rapport à l'axe de traction. Dans le but de s'assurer que les jauges transversales seraient suffisamment résistantes pour surpasser la limite élastique et démontrer le début de l'écroutissage, un type spécial de jauge soudées a été employé. Les propriétés physiques de l'acier sont présentées au tableau 3.4.

**Tableau 3.4: Caractéristiques supplémentaires sur l'acier**

<u>Acier</u>	
$\nu$	0.279
$E_s$ (MPa)	209 510

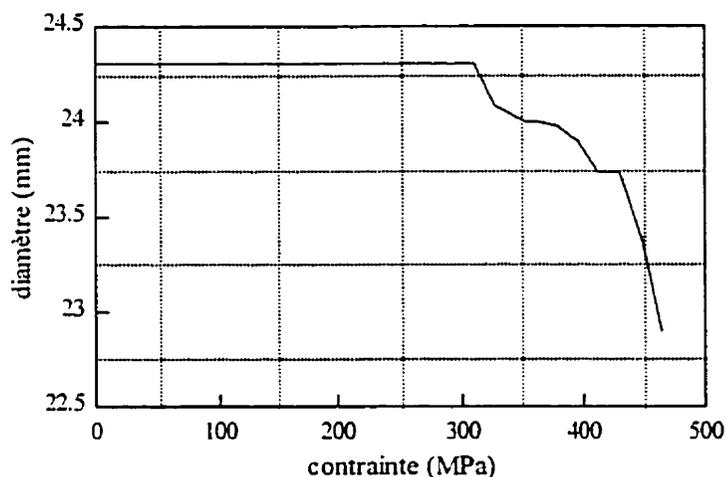
La figure 3.15 présente la relation contrainte-déformation observée à partir d'un essai de traction instrumenté. Ce graphique démontre la partie élastique de la courbe, ainsi que le plateau plastique et une partie de la zone d'écrouissage. On observe sur ce graphique une rupture franche entre la zone élastique et la zone plastique à une valeur de déformation de  $1650 \mu\epsilon$ . Cette déformation dans l'armature correspond à une contrainte de 323 MPa, ce qui confirme la valeur obtenue des autres essais de traction, soit 325 MPa. Du côté de la ductilité, cet acier semble posséder des propriétés plastiques intéressantes, le plateau ductile persiste pour une valeur de  $11\ 800 \mu\epsilon$ , soit une déformation de plus de 1%. La fin du chargement n'a pu être enregistrée puisque les jauges se sont détachées dû aux grandes déformations rencontrées.



**Figure 3.15: Relation contrainte-déformation de l'acier d'armature de flexion.**

Un autre phénomène observé lors des essais de traction instrumentés était le rétrécissement de la section des armatures en fonction de la contrainte. Les données relatives à cette observation étaient obtenues directement à l'aide d'une mesure physique avec un pied à coulisse (précision:  $\pm 0,02$  mm). Comme le démontre la figure 3.16, jusqu'à la limite élastique, le diamètre demeurait sensiblement constant, cependant, dès

que cette limite est atteinte, le diamètre réduit d'une façon importante. Dans le cas présenté ici, le diamètre a subi une diminution de 5,8% alors que la contrainte est passée de 327 à 465 MPa.



**Figure 3.16: Effet de la contrainte sur le diamètre des armatures.**

En ce qui a trait à l'armature longitudinale de compression, celle-ci ne possède qu'une fonction secondaire, soit le maintien des étriers lors de la coulée. L'acier utilisé pour remplir cette fonction n'ayant aucun rôle structural, de simples barres d'armatures conventionnelles crénelées ont été utilisées, soient des barres 10M, leurs caractéristiques ont tout de même été déterminées. La limite élastique ( $f_y$ ) de ces barres est de 391 MPa et la contrainte ultime ( $f_u$ ) est de 639 MPa. L'allongement final est de 16,5% en moyenne. La détermination de ces valeurs s'est faite à partir de deux éprouvettes puisque ce type d'armature est grandement employé dans les essais effectués au laboratoire et qu'une banque de données issue d'essais antérieurs effectués sur le même lot d'armature confirmait les valeurs obtenues. La section utilisée ( $A'_s$ ) pour les calculs a été la section nominale proposée par le manufacturier, soit 200 mm<sup>2</sup>.

### 3.6.1.2 Armature transversale

Toujours dans un souci de conserver la similitude avec les matériaux utilisés à l'époque dans la conception des ponts, l'armature transversale utilisée était constituée de tiges d'acier lisses de 9,525 mm de diamètre pour une aire de 71,3 mm<sup>2</sup>. Ces barres possèdent une limite élastique ( $f_{vy}$ ) de 370 MPa et une contrainte ultime ( $f_{vu}$ ) de 455 MPa. L'allongement à la rupture, quoique non nécessaire aux calculs, a tout de même été mesuré. Sa valeur était en moyenne de 24,2%. Le diamètre réel a été mesuré à plusieurs endroits sur les barres et s'est avéré très constant, variant entre 9,515 et 9,550 mm. Une fois encore et afin de minimiser les calculs, les dimensions nominales ont été utilisées.

Les valeurs spécifiques aux aciers de chacun des spécimens du programme expérimental sont présentées à l'annexe D.

### 3.6.2 Béton

Les spécimens de poutres et les spécimens d'arrachement ont été confectionnés à partir d'un seul mélange de béton mais en plusieurs coulées. La dimension des gros agrégats utilisés dans ce mélange était de 20 mm et le sable possédait une granulométrie propre aux sables de type Joliette. Le ciment était de type 30 à haute résistance initiale ce qui permettait de décoffrer rapidement et de tester un grand nombre de spécimens dans un délai raisonnable. Ce type de ciment rencontrait également les exigences de la norme ASTM C-150 (1992) et CPCA (1984). Le rapport eau-ciment ( $e/c$ ) était identique pour tous les spécimens et égal à 0,65. Encore une fois, ce rapport était très représentatif des mélanges utilisés dans les années 1950 et de plus il permettait une mise en place aisée lors de la coulée au laboratoire. Les proportions de chaque élément composant le mélange utilisé sont données dans le tableau 3.6.

**Tableau 3.6 Proportions des ingrédients du mélange de béton**

Ingrédients	Proportions (kg/m <sup>3</sup> )
pierre	1060
sable	915
eau	160
ciment	245

Le béton était malaxé par volume d'un dixième de mètre cube à la fois dans un malaxeur mécanique horizontal à couteaux. Comme le ciment utilisé était de type 30 et que le malaxage avait lieu sous des températures estivales, des précautions ont été prises pour éviter qu'une fausse prise n'ait lieu pendant la mise en place. L'eau servant au gâchage était la plus froide possible et une fausse prise était provoquée pendant que le mélange était encore dans le malaxeur. Pour ce faire, une fois que le mélange était bien homogène dans le malaxeur, celui-ci était arrêté pendant une minute, pour laisser le temps à une fausse prise éventuelle d'avoir lieu. Finalement, le malaxeur était remis en marche pendant une minute puis vidé de son contenu.

Des mesures du pourcentage d'air, de la masse volumique, de la température et de l'affaissement ont été prises conformément aux recommandations de la norme ASTM C 192-90a. Pour les plus petits spécimens, ces mesures étaient effectuées à la première et à la dernière gâchée, tandis qu'une prise de mesures intermédiaire était ajoutée pour les plus gros spécimens. Un échantillonnage du béton par confection de cylindres suivait le même protocole. Les résistances en compression et en traction des cylindres de béton ont été déterminées conformément aux normes ASTM C 39-86, CSA A23.1 et ASTM C 496-90, respectivement.

La mise en place du béton était effectuée dans les 10 minutes suivant sa sortie du malaxeur. Le béton était déposé dans les coffrages et vibré simultanément en prenant soin de joindre les couches entre elles, ce qui favorisait l'homogénéité. À la toute fin de la coulée la surface supérieure de chaque spécimen était lissée à l'aide d'une truelle et l'eau surnageante, quoique rarement présente, était retirée. Les spécimens, dans leurs coffrages, étaient alors couverts d'un film de polyéthylène et laissés à mûrir à température ambiante (20 à 25°C). Les coffrages étaient retirés après 48 heures et les spécimens, ainsi que leurs cylindres, étaient conservés sous une toile de jute humide pour une autre période de 48 heures. Pour chaque spécimen, la jute était retirée au moins une journée avant la mise en charge afin de permettre au béton de sécher en surface. Cet assèchement était nécessaire pour permettre la pose de la jauge d'extensométrie sur la fibre comprimée des spécimens de poutre. Pour favoriser la similitude des essais, ce traitement était également imposé aux essais d'arrachement.

## CHAPITRE 4

### RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX

Ce chapitre présente le déroulement des essais effectués sur tous les spécimens que comportait le programme expérimental. Les essais sont présentés par catégorie et dans l'ordre dans lequel ils ont été réalisés. Le paramètre commun à tous les essais est bien sûr l'adhérence et toutes les observations faites lors des essais y sont plus ou moins liées ou présentées de ce point de vue.

#### 4.1 Essais d'arrachement

Lors de leur mise en charge, les spécimens d'arrachement n'ont démontré que peu de traces extérieures de leur comportement: On n'a, en effet, dénoté aucune fissuration externe, aucune émission de bruit lors de la rupture d'ancrage ni aucune autre rupture que celle par bris, plus ou moins subit, de l'adhérence. Malgré une longueur noyée allant jusqu'à deux mètres, aucun spécimen n'a subit une rupture de la barre d'armature. Cependant, la limite élastique de l'acier a tout de même été atteinte chez les spécimens les plus longs. Il a été possible de constater de grandes déformations de ces armatures car l'allongement correspondant des barre était suffisant pour écailler la couche de calamine présente à leur surface.

#### 4.1.1 Comportement sous chargement

Comme les trois spécimens se sont comportés d'une façon similaire pour une longueur noyée donnée, les résultats donc présentés pour chaque longueur d'ancrage, indépendamment du spécimen spécifique duquel ils ont été obtenus issus de la moyenne des trois résultats sauf mention contraire.

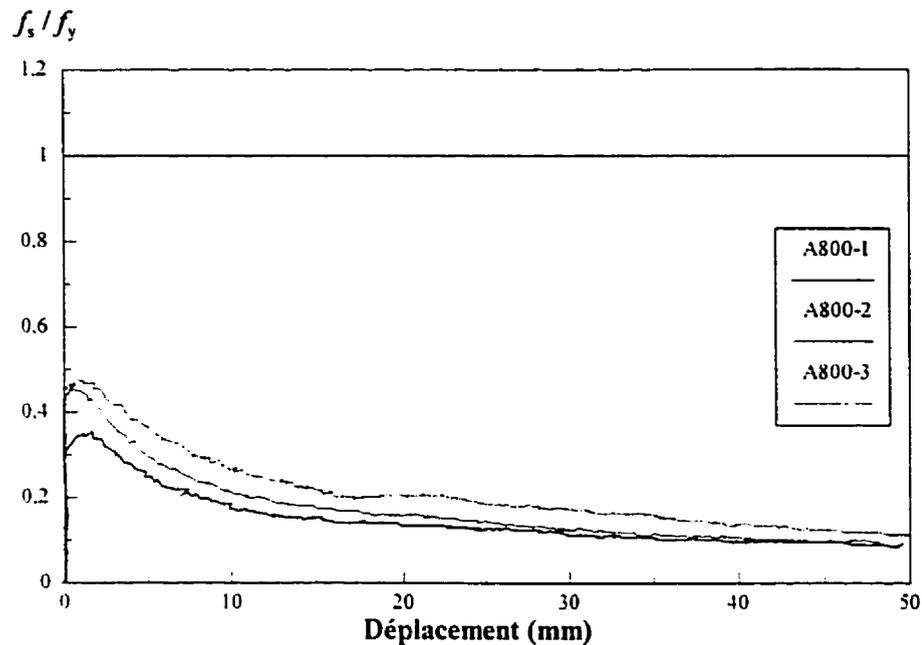
Les paramètres mesurés lors des essais étaient les déplacements des deux extrémités des barres, ainsi que la charge transmise dans l'armature. Ces mesures permettaient de déterminer si la longueur de développement fournie était suffisante ou non pour atteindre la limite élastique de l'armature mais ne fournissaient aucune information sur le niveau de plastification que pouvait subir cette armature.

Une table des résultats expérimentaux obtenus pour tous les spécimens d'arrachement est fournie à l'annexe E.

##### 4.1.1.1 Spécimens A800-1, 2 & 3

Les spécimens ayant une longueur noyée de 800 mm étaient ceux présentant la plus courte longueur de développement. De ce fait, ils étaient les moins susceptibles à ce que leur armature atteigne la plastification. Le comportement de tous les spécimens était similaire:

la pompe manuelle, à partir de l'instant où elle était actionnée, offrait une augmentation de résistance et cette augmentation se faisait sentir jusqu'à ce que la résistance chute subitement. À partir de ce moment, une fraction seulement de l'effort requis au préalable était nécessaire pour extirper la barre d'armature du prisme de béton.



**Figure 4.1: Contraintes en fonction du déplacement de l'extrémité libre.**

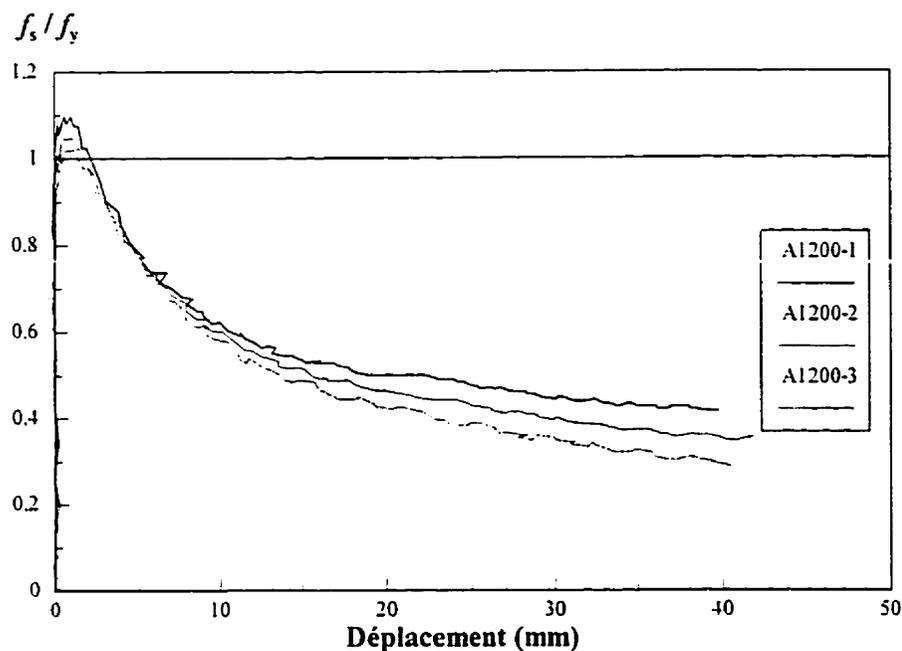
Le graphique de la contrainte en fonction du déplacement de l'extrémité libre est présenté à la figure 4.1 pour les trois essais. Le comportement de chaque spécimen était bien défini, la contrainte dans la barre augmentait jusqu'à ce que le premier glissement soit perçu à l'extrémité libre de la barre. À ce moment, la charge continuait d'augmenter malgré un déplacement de l'armature, pour un gain moyen de 9% par la suite la résistance chutait. La plastification de l'acier n'a pu être observée dans aucun des essais.

Suite à l'obtention de la valeur maximale, la charge que pouvait supporter la barre diminuait d'environ 60% pour un déplacement de 15 mm. Cette diminution, d'abord très rapide, se stabilisait, pour une perte graduelle additionnelle de 20% (toujours par rapport au maximum) mais cette fois sur 35 mm.

La contrainte maximale atteinte dans l'armature d'un spécimen de 800 mm a été de 146 MPa. La moyenne pour les trois spécimens est de 129 MPa, soit environ 40% de la limite élastique.

#### 4.1.1.2 Spécimens A1200-1, 2 & 3

Les spécimens d'arrachement possédant une longueur noyée de 1200 mm étaient ceux qui possédaient la longueur minimale requise estimée pour permettre la plastification de leur armature. De ce fait, il était possible que les armatures contenues dans ces spécimens présentent des déformations importantes. Cependant les observations ont démontré une augmentation considérable de la capacité. De plus, l'examen des barres après les trois essais a révélé des signes de plastification de l'armature. En effet, la calamine des barres d'armature se détachait de la surface de ces dernières, preuve que les barres s'étaient plastifiées, du moins légèrement. Aussi, selon les résultats obtenus des essais de traction (Annexe D), la déformation moyenne atteinte était environ égale à  $3\epsilon_y$ . Les résultats obtenus des trois essais de cette catégorie étaient remarquablement bien groupés, suggérant une très bonne qualité des résultats.



**Figure 4.2: Contraintes en fonction du déplacement de l'extrémité libre.**

À l'image des essais de 800 mm, la figure 4.2 présente un profil de sollicitation en forme de cloche, à la différence près que cette fois-ci la valeur maximale était au-delà de la limite élastique de l'acier. La courbe était plus pincée que la précédente, présentant par le fait même une contrainte supérieure à la limite élastique pour un déplacement moyen de 2.2 mm. Par la suite, la même chute de capacité, cette fois-ci de 50%, se faisait sentir pour un déplacement de 15 mm, puis une diminution linéaire de la capacité pour le reste du glissement, soit 15% environ sur 25 mm.

En moyenne, la contrainte dans la barre provoquant le premier glissement était de 316 MPa, juste en deçà de la limite élastique de l'acier utilisé qui était de 325 MPa. La valeur ultime moyenne était de 345 MPa. Par contre, d'un point de vue du caractère brusque de leur rupture, les spécimens de 1200 mm ne différaient pas énormément des spécimens de 800 mm. Les résultats propres à chaque spécimen sont présentés à l'annexe E.

#### 4.1.1.3 Spécimens A1600-1, 2 & 3

Pour ces spécimens, la longueur noyée était de 1600 mm, soit d'un tiers au-dessus de la longueur minimale estimée. Selon toute attente, ceci cependant avec un très faible gain de capacité par rapport aux essais présentant la longueur minimale de 1200 mm. En effet, le spécimen A1600-2 a tout juste atteint la limite élastique et ce, malgré la longueur noyée excédentaire.

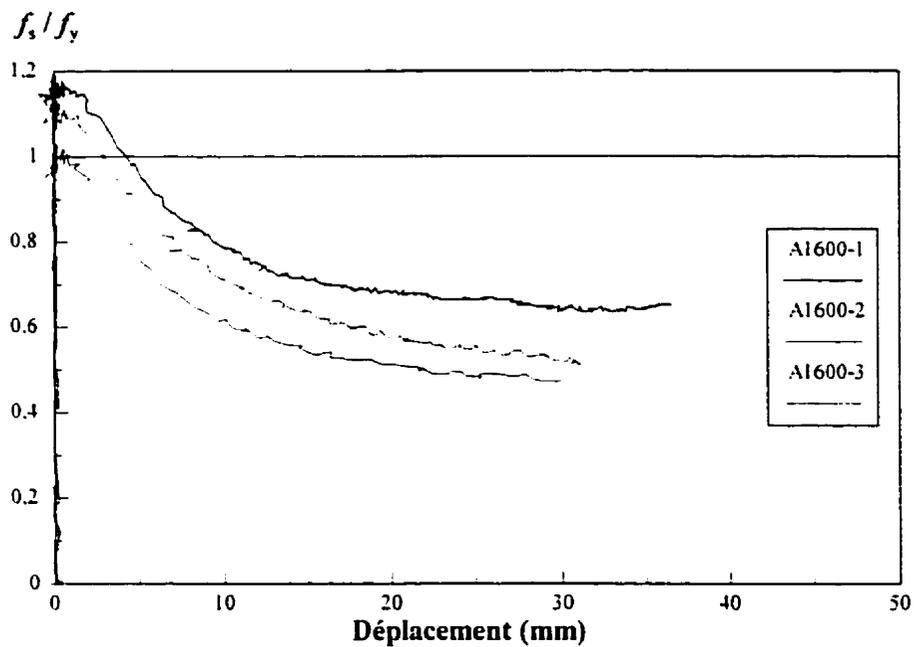


Figure 4.3: Contraintes en fonction du déplacement de l'extrémité libre.

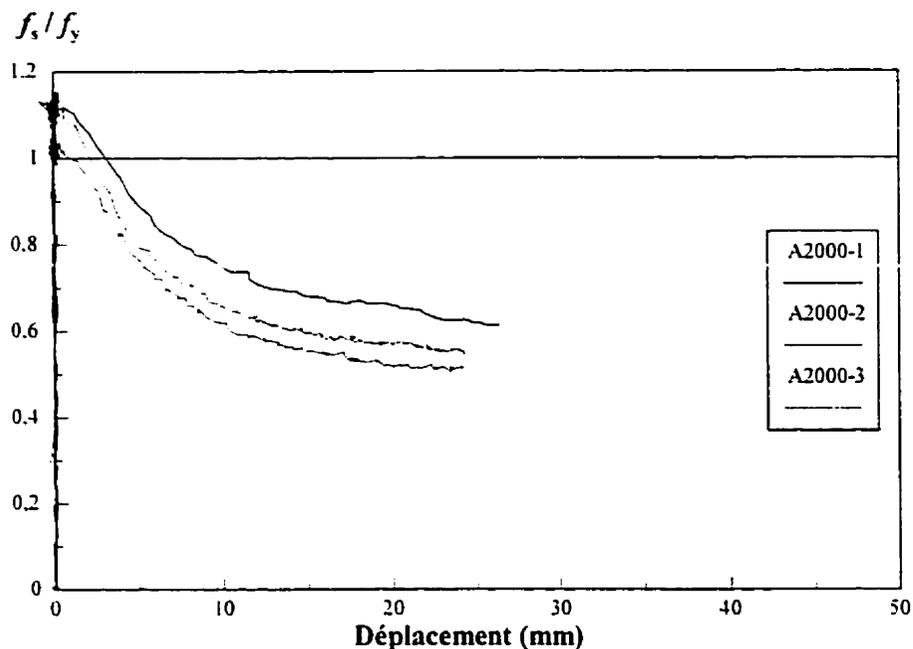
Les résultats des trois essais sont présentés à la figure 4.3. On devrait noter la valeur plutôt minime de capacité pour le spécimen A1600-2. Ce résultat laisserait présager d'une résistance probablement réduite du béton ou d'un défaut de fabrication, pour ce spécimen en particulier.

La contrainte ultime moyenne atteinte étant de 10% supérieure à la limite élastique de l'acier. La plastification de l'armature a donc été atteinte sans contredit dans les barres. La valeur de contrainte permettant la plastification était soutenue pour un déplacement moyen de 2,6 mm. Encore une fois, la capacité chutait et se stabilisait aux alentours de 60% de la capacité maximale à un déplacement de 15 mm.

Les valeurs prépondérantes des essais de 1600 mm sont une contrainte moyenne de premier glissement de 354 MPa et une contrainte ultime de 362 MPa. La contrainte de plastification a donc été atteinte avec des déformations maximales de l'ordre de  $1,5\varepsilon_y$ , selon les valeurs présentées à l'annexe D. Les valeurs de contraintes observées étaient toutefois loin de la contrainte ultime de l'acier ( $f_u = 461$  MPa), ce qui explique l'origine de toutes les ruptures par perte d'ancrage et non par écoulement de l'acier.

#### 4.1.1.4 Spécimens A2000-1, 2 & 3

Les spécimens d'arrachement de 2000 mm avaient pour but de démontrer la validité d'attribuer une marge de sécurité plus grande à un élément structural qui posséderait une longueur de développement considérablement plus grande que la valeur minimale estimée, une fois et deux tiers la valeur minimale dans le cas présent.



**Figure 4.4: Contraintes en fonction du déplacement de l'extrémité libre.**

Ces spécimens étaient les plus susceptibles de présenter une rupture par écoulement de l'acier et devait permettre de voir s'il était possible de rompre une armature lisse en ne comptant que sur son adhérence.

Les résultats obtenus sont étonnants quoique soupçonnés. Malgré une longueur de développement surpassant la valeur minimale estimée de près des deux tiers, tous les spécimens de la série A2000 mm se sont rompus de la même façon que dans les trois séries précédentes. Présentant des signes de plastification plus qu'évidents, tant par les résultats numériques que par le décollement de toute la calamine qui recouvrait l'extrémité sollicitée de la barre d'armature, les armatures noyées dans les spécimens ne se sont pas rompues par écoulement. On n'a pas observé de striction plastique sur la section des barres. La déformation plastique des armatures a cependant atteint approximativement  $3\varepsilon_y$ .

À partir du début de la sollicitation, la contrainte augmentait dans l'armature sans qu'aucun mouvement de l'extrémité libre de la barre ne soit détecté. Sous une contrainte moyenne de 355 MPa, la sollicitation extirpait la barre du prisme de béton avec une rapide diminution de la contrainte. À l'image des trois autres séries d'essais la contrainte diminuait rapidement puis se stabilisait à un niveau de contrainte approximativement égal à 65% de la contrainte ultime atteinte soit approximativement le même niveau que celui atteint par les essais de 1600 mm.

La contrainte a été maintenue au-dessus de la limite élastique de l'acier pour un glissement moyen de 1,9 mm. Cette valeur, inférieure à celle constatée pour les autres essais, laisse supposer que le plateau pendant lequel la charge excède la charge de plastification n'est pas directement proportionnel à la longueur noyée.

Les résultats moyens obtenus pour cette dernière série de spécimen d'arrachement sont 355 MPa pour la valeur au premier glissement et 362 MPa pour la valeur maximale. On remarquera que les valeurs de contrainte ultimes de premier glissement et résiduelles après 15 mm de glissement sont quasi-identiques aux valeurs obtenues des essais de 1600 mm respectivement.

#### 4.1.1.5 Comparaison des résultats

Les valeurs moyennes obtenues des essais d'arrachement sont présentées à la figure 4.5: Elles sont à la fois représentatives du problème d'adhérence des armatures lisses et très révélatrices quant à l'effet de la longueur noyée sur la capacité.

Les valeurs de capacité à l'ultime présentent un intérêt considérable lorsqu'il s'agit d'évaluer le gain de résistance d'une poutre après sa première plastification.

Cependant, la valeur de capacité au premier glissement est tout aussi importante dans l'optique d'une évaluation de la capacité d'une poutre existante. En effet, on relate dans la littérature (Gilkey et al., 1955) que pour des glissement aussi faibles que 0,25 mm, les pertes de capacité et les déformations excessives provoquent une fissuration irrémédiable.

On notera que les valeurs indiquées sur l'histogramme représentent les contraintes moyennes en MégaPascals et que la limite élastique moyenne des aciers utilisés était de 325 MPa.

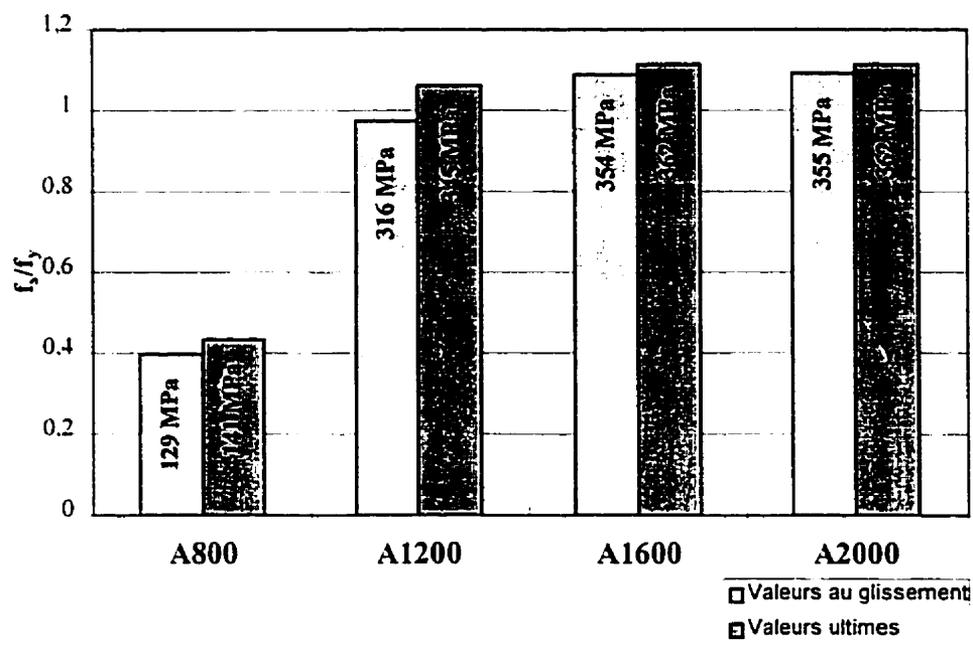


Figure 4.5: Contraintes moyennes des essais d'arrachement.

On remarquera que la contrainte obtenue pour des valeurs de longueurs noyées excédant 1200 mm sont très semblables malgré l'importante différence de longueur qui les distingue. Le tableau 4.1 présente également les valeurs de contraintes d'adhérence au moment du premier glissement ( $\tau_g$ ), de contraintes ultimes ( $\tau_{max}$ ) et de contraintes résiduelles ( $\tau_{rés}$ , après 25 mm de déplacement) pour chaque spécimen. Ces valeurs sont comparables à celles fournies à la section 2.3.2 (équation [2-3]). Les résultats détaillés des essais d'arrachement sont présentés à l'Annexe E.

**Tableau 4.1: Contraintes d'adhérence présentées par les spécimens d'arrachement.**

Spécimen	$\tau_g$ (MPa)	$\tau_{max}$ (MPa)	$\tau_{rés}$ (MPa)
A800-	1	0,842	0,915
	2	1,118	1,205
	3	1,074	1,234
A1200-	1	1,597	1,887
	2	1,520	1,824
	3	1,442	1,761
A1600-	1	1,517	1,532
	2	1,263	1,314
	3	1,408	1,459
A2000-	1	1,173	1,190
	2	1,068	1,092
	3	1,144	1,167

Les contraintes plus élevées des spécimens ayant une longueur noyée de 1200 mm laissent supposer que cette longueur est optimale pour l'ancrage des armatures de 25,4 mm de diamètre. De surcroît, les valeurs présentées au tableau 4.1 démontrent certains phénomènes fondamentaux caractérisant l'adhérence des armatures lisses. En premier lieu, les valeurs de contraintes au premier glissement et à l'ultime sont à toutes fins pratiques similaires. Deuxièmement, peu importe la longueur noyée, la contrainte résiduelle après la rupture est toujours faible et, en gros, égale à la moitié de valeur maximale atteinte.

#### 4.1.2 Types de rupture observée

En ce qui concerne les types de ruptures observées lors des essais, tous les spécimens tant de 800, 1200, 1600 ou 2000 mm se sont rompus dans le même mode, soit une perte d'adhérence suivie d'un glissement. L'amélioration de la capacité semble suivre l'augmentation de la longueur noyée jusqu'à la valeur minimale estimée de longueur de développement. Au-delà de cette valeur, tant la contrainte au premier glissement que la contrainte maximale semblent plafonner et même, diminuer.

Quant à la présence ou non de plastification, un indice très important confirme les résultats expérimentaux. L'état de la calamine sur la partie exposée de la barre d'armature permet de statuer sans risque d'erreur sur le dépassement ou non de la limite élastique de l'acier. Les spécimens de 800 mm ne présentaient aucun signe d'écaillage de la calamine qui recouvrait leurs armatures ne laissant aucun doute sur l'absence totale de plastification dans celles-ci. Pour les essais de 1200 mm, la calamine, quoique encore solidaire à l'armature, se détachait si elle était frottée. Cet état démontrait le début d'une plastification dans les armatures. En dernier lieu, on a observé pour les spécimens de 1600 et 2000 mm, un écaillage total de la calamine à la surface des barres. En effet, toute la calamine originalement à la surface des barres s'est retrouvée dans les appareils d'appui, s'étant détachée d'elle-même et laissant les armatures entièrement dénudées et avec une surface à l'aspect lisse. Ces observations sont confirmées par le dépassement de la contrainte de plastification pour les spécimens A1200 avec une déformation estimée à  $3\varepsilon_y$  selon les courbes obtenues des essais de traction sur les barres. Seule une estimation est possible ici car ces barres n'étaient pas instrumentées et les valeurs obtenues incluent, pour les essais sur les barres, une possibilité de glissement ainsi que les déformations de l'appareil de mise en charge.

## 4.2 Essais de flexion sur des poutres avec lit d'armature simple

La suite du programme expérimental portait sur la sollicitation de spécimens de poutre. Lors des essais, chacun des spécimens a présenté un comportement distinct qui était relié à sa capacité de développer la pleine capacité ou non de son armature longitudinale. Chaque essai est décrit indépendamment, en insistant sur les détails du comportement qui sont pertinents à l'étude.

Les spécimens P1500, P2000 et P3000 ont été sollicités par l'intermédiaire de ressorts et les résultats obtenus ne sont pas toujours tels que ceux généralement observés pour un essai de flexion de poutre. En effet, le temps de réaction des matériaux et des appareils de chargement peut avoir eu une influence sur certains phénomènes observés.

Le chargement des poutres en laboratoire étant normalisé, peu d'études font état du temps comme étant un paramètre prépondérant des essais. Pour les spécimens P1500, P2000 et P3000 sollicités par l'entremise de ressorts, le facteur de la durée prend une importance plus considérable. Dans les descriptions des essais, la durée de certains phénomènes sera prise en compte afin de permettre de juger de la sévérité des dommages et de leur propagation sous une sollicitation constante représentant plus fidèlement un chargement réel.

Les quatre spécimens de poutre présentaient un schéma de fissuration très similaire: une fissuration très légère, plus abondante sur le côté du spécimen possédant un ancrage par adhérence. Lors de la rupture de tous les spécimens, on a observé la formation d'une fissure principale, dans le centre de la portée, présentant une ouverture importante tandis que des fissures secondaires, à peine perceptibles, se sont formées. De plus, pour les essais P1500, P2000 et P3000, une fissuration superficielle avant que subitement une fissure principale ne s'ouvre sous l'effet des ressorts. Pour éviter

d'alourdir le texte en décrivant dans chaque cas le développement du nombre, de toute façon restreint, de fissures, une présentation d'un schéma typique de fissuration est présentée à la section 4.3.1.

#### 4.2.1 Spécimen P1000

Le spécimen P1000 était celui possédant la longueur d'ancrage la plus courte. En effet, les armatures ne disposaient que d'une longueur de 650 mm pour permettre le développement de leur capacité. Vue la portée réduite de ce spécimen, le mode d'ancrage de la barre était affecté par l'effet d'arc. En effet, la courte distance séparant les zones d'appui et la région où était appliquée la charge permettait à la poutre de former deux bielles de béton et donc le mode de sollicitation en flexion était, à toutes fins pratiques, annihilée. Comme le montre la figure 4.6, ceci représente le cas d'une charge concentrée près des appuis. Le mode de résistance est alors similaire à celui d'une poutre profonde où la force est transmise directement aux zones d'appui. De plus, lors des essais on a décelé un frottement important aux appuis. En effet, les appuis étant des rotules de part et d'autre de la poutre. Ceux-ci ne pouvaient permettre à la fibre inférieure l'allongement nécessaire pour que la poutre puisse répondre dans un mode de flexion. La force extérieure apportée au bas de la poutre a donc agit comme une force de précontrainte extérieure en augmentant la capacité de la poutre. Par conséquent, lors d'une première mise en charge du spécimen, la capacité du vérin a été atteinte sans que le spécimen ne se rompe. Il a donc été nécessaire de répéter sa mise en charge une seconde fois (essai P1000-2). Cette fois-ci, afin de minimiser la dimension des zones d'appui, celles-ci ont été réduites à leurs valeurs minimales permises par la norme CSA A23.3 relativement à l'écrasement du béton dans ces zones. Pour éliminer le problème du frottement, des appuis spéciaux à rouleaux ont également été conjugués aux appuis à rotule déjà utilisés.

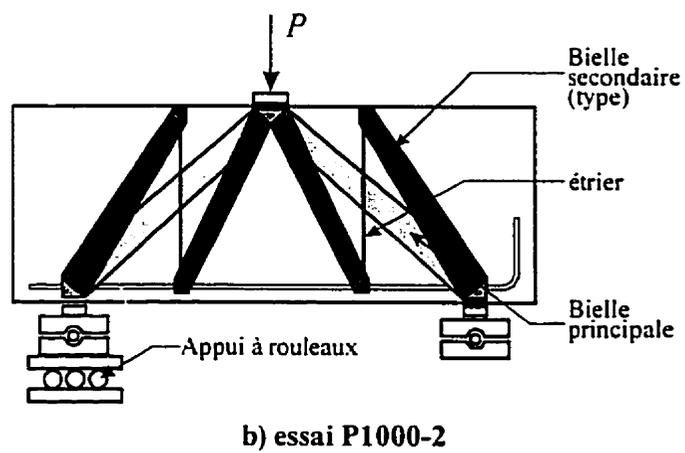
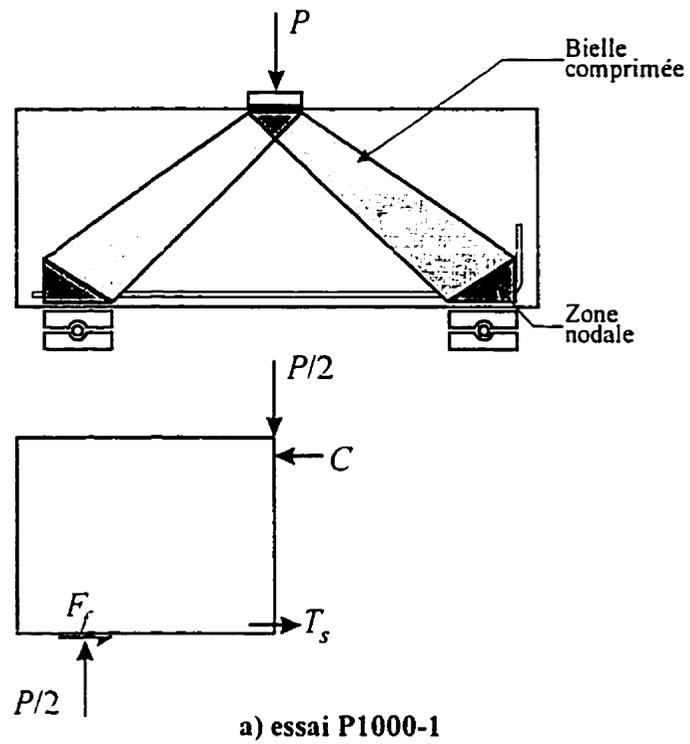


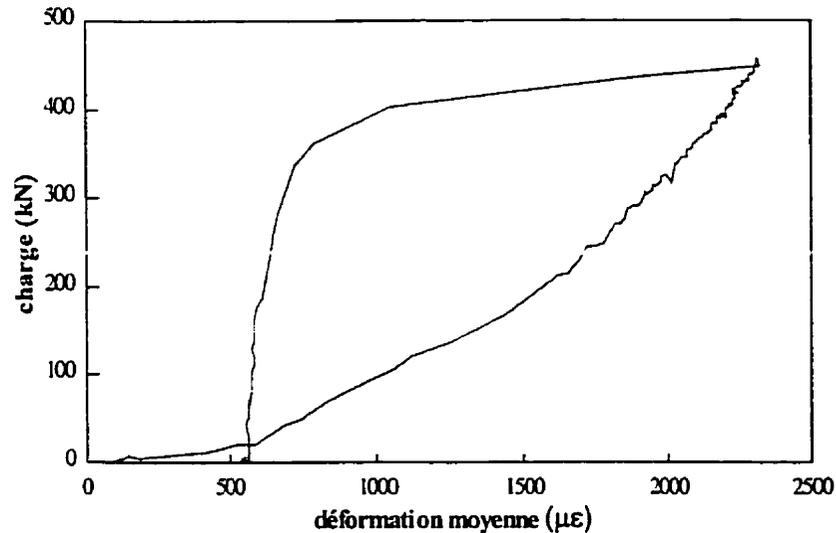
Figure 4.6: Schématisation du comportement du spécimen P1000 lors des essais.

Le second essai P1000 présentait un comportement très particulier. Rapporté par certains auteurs, le coincement des barres a pu être observé autant dans les résultats de l'analyse que dans la variation de la charge supportée pendant l'essai, ceci est dû en bonne partie à l'effet de la bielle principale (figure 4.6) venant coincer la barre.

Les résultats des deux essais sont présentés ici, malgré que l'influence du premier essai ait été minime en ce qui concerne l'adhérence des armatures.

#### 4.2.1.1 Comportement lors de l'essai

Lors de la première sollicitation, le spécimen P1000 a subi une charge de 469 kN. Sous cette charge, le spécimen a présenté une fissuration légère laissant supposer que l'adhérence avait été rompue ou, qu'au moins, l'armature longitudinale avait subi des déformations. L'hypothèse de la rupture d'adhérence fut infirmée par l'analyse des résultats enregistrés lors de l'essai. En effet, aucun glissement aussi petit soit-il, ne put être détecté. Cependant, il en fut tout autrement de la déformation des barres, qui présentait une déformation plastique résiduelle de  $545 \mu\epsilon$  comme le démontre la figure 4.7. On notera que le caractère irrégulier du comportement de l'armature peut être expliqué par la présence du béton autour de l'armature et surtout par la rigidité horizontale des appuis. En fait, le béton restreint en quelque sorte les déformations de l'armature alors qu'il ne restreint pas l'action du vérin. De plus, lors de l'essai, la fibre inférieure de la poutre s'est allongée élastiquement et lorsque la charge a été retirée subitement cet allongement élastique n'a pu être absorbé par le déplacement horizontal des appuis, ceux-ci étant fixes. Si les mesures avaient été prises de façon plus espacée dans le temps et surtout si la charge appliquée par le vérin avait été retirée d'une façon moins subite, la courbe liant les déformations à la charge supportée par la poutre aurait probablement été plus conventionnelle.



**Figure 4.7: Charge en fonction des déformations  
lors de la première sollicitation du spécimen P1000.**

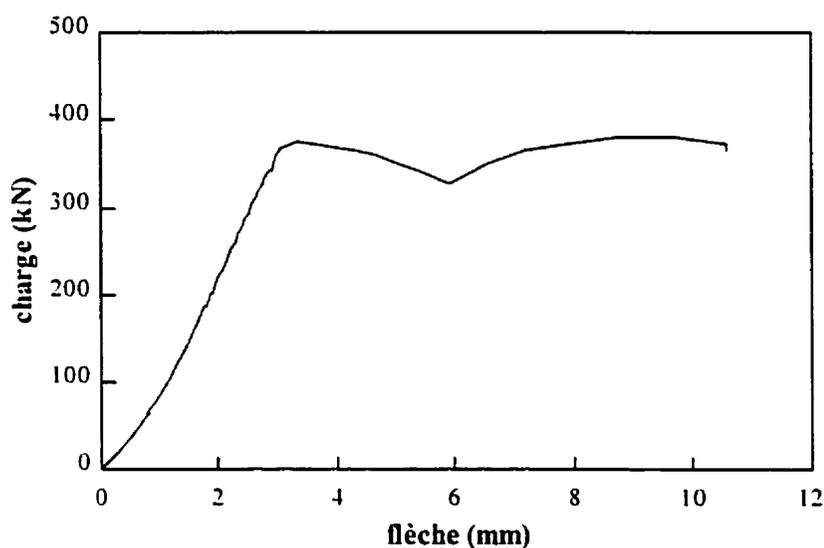
Malgré une détérioration évidente et irréversible du spécimen P1000 après sa sollicitation, une seconde mise en charge a été effectuée. Principalement dû à cet état de fait, les résultats de la seconde sollicitation devraient être appréciés d'une façon critique plutôt qu'absolue. Cependant lors du second essai, l'utilisation de plaques d'appui plus étroites et d'un appui à rouleau ont permis d'éliminer la majeure partie du frottement aux appuis.

Du point de vue du comportement, encore une fois le caractère interrompu du premier chargement gêne la description du phénomène. Dans un premier temps, la charge s'est accrue jusqu'à ce que le spécimen fissure légèrement. La flèche était trop petite pour pouvoir être appréciée à l'œil nu. La capacité du vérin fut atteinte, ce qui mis fin à l'essai prématurément.

Lors du second essai, les premiers incréments de charge n'ont eu pour seul effet que la réouverture des fissures créées lors de la première phase de chargement. La charge a donc été augmentée de façon très régulière jusqu'à une première charge ultime de 374 kN puis elle a subitement chuté jusqu'à une valeur résiduelle de 327 kN, soit 12.6% de perte de capacité en moins d'une quinzaine de secondes. Par la suite, on a observé un regain de capacité jusqu'à une valeur ultime de 381 kN. Cela conférait à la poutre une ductilité qui était inespérée à prime abord. En effet, malgré une longueur de développement inférieure à 54% de la longueur estimée, le spécimen P1000 a été en mesure d'atteindre, à toutes fins pratiques, le moment plastique.

#### 4.2.1.2 Étude de la flèche

Intimement liée à la capacité et au signe précurseur d'une rupture, la flèche d'une poutre est un paramètre important pour une étude de comportement élastique et inélastique. La flèche était mesurée au centre de la portée de la poutre juste au droit du vérin. La valeur prise comme étant nulle était en fait la valeur de flèche sous le poids propre de la poutre. Les poutres de cette étude ne présentant pas un élancement excessif, les valeurs absolue et relative de la flèche étaient confondues.



**Figure 4.8: Graphique de la charge en fonction de la flèche au centre pour l'essai P1000-2.**

Pour le spécimen P1000, la portée était excessivement courte et, de par ce fait, la flèche était plutôt réduite. La rupture d'adhérence se produisit lorsque la poutre ne présentait une déflexion que de 3 mm, la courbure ainsi engendrée n'était pas perceptible à l'œil nu. La rupture d'adhérence présentée à la section précédente provoqua une déflexion additionnelle de 3 mm. Sous cette flèche, il était possible d'observer la courbure visuellement. De surcroît, les fissures, et particulièrement la fissure principale,

présentaient un taux d'ouverture caractéristique d'une rupture. La poutre présentait une flèche de 10.5 mm lors de sa rupture finale par éclatement du béton. La figure 4.8 présente la capacité de la poutre en fonction de la flèche où l'on notera la forme particulière de la courbe probablement due au coincement des barres d'armature.

#### 4.2.1.3 Comportement spécifique de l'armature longitudinale

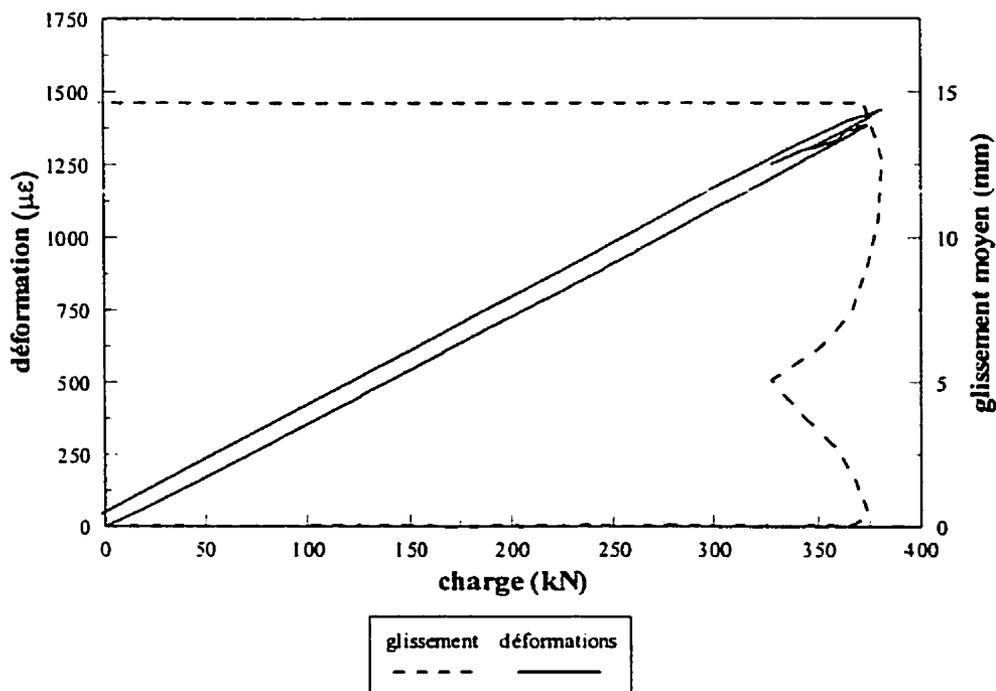
Le comportement de l'armature longitudinale du spécimen P1000 fut étudié par l'entremise de deux mesures distinctes: le déplacement de son extrémité ancrée par adhérence et ses déformations. À partir des données recueillies lors des essais il a été possible de mettre en évidence certains mécanismes de rupture. Il a déjà été établi à la section 4.2.1.1 que l'adhérence n'avait pas été rompue lors du premier essai puisqu'aucun déplacement n'avait été enregistré à l'extrémité des barres. Il a également été observé, lors de ce premier essai, que les armatures avaient subi une plastification.

La seconde sollicitation imposée au spécimen P1000 permit d'atteindre la rupture de ce dernier. Il a été observé que la chute soudaine de capacité correspondait au commencement de l'enregistrement d'un certain déplacement à l'extrémité libre des armatures (figure 4.9). Les armatures, à partir de ce niveau de contrainte, se sont mises à glisser et la perte de capacité s'accroissait de concert avec le déplacement grandissant des armatures. C'est alors que, suite à un déplacement des armatures dépassant 5 mm, celles-ci se coincèrent. L'étude des données numériques spécifiques à chacune des barres démontre que celles-ci se sont coincées simultanément, laissant supposer que l'immobilisation des barres était due à la courbure prononcée probablement à l'endroit de la fissure principale. Ce coincement permit à la poutre d'accroître sa capacité une seconde fois. Cependant, cette fois-ci, le coincement de la barre ne fut pas suffisant pour retenir la barre immobile et celle-ci glissait au fur et à mesure que la charge appliquée

augmentait. Puis, pour un glissement total de 14,6 mm, la barre perdit tout ancrage et la capacité tomba à zéro.

Du point de vue de la contrainte atteinte dans les armatures, les déformations maximales atteintes dans l'acier furent de  $1416 \mu\epsilon$ , bien inférieures à la déformation de  $1625 \mu\epsilon$  requise pour permettre la plastification. Cependant, l'analyse des résultats a permis de constater une déformation résiduelle de  $40 \mu\epsilon$  suite au retrait complet de la charge. Cette divergence pourrait être attribuée à la précision du système d'acquisition de données. De plus, la combinaison de la prise de données manuelle et de l'effet du coincement des barres aurait pu permettre de brèves intrusions dans le domaine plastique sans que celles-ci ne soient enregistrées par le système. Comme le démontre les lectures de déformations correspondant à la phase de glissement (figure 4.9), la déformation des armatures était plutôt instable dans cette phase. Il est possible toutefois d'affirmer que cette plastification n'était pas représentative du comportement global de l'armature.

Le comportement de l'armature durant la sollicitation de la poutre est présenté à la figure 4.9. Ce graphique présente de façon superposée la courbe des déformations moyennes de l'armature et celle de son déplacement d'extrémité. Pour permettre d'apprécier les deux phénomènes sur un même graphique les courbes ont été normalisées et possèdent une échelle distincte; les déformations sous forme de microdéformations sont présentées sur l'échelle de gauche, tandis que le déplacement en millimètres est présenté sur l'échelle de droite. Les courbes respectives sont identifiées par la nature de leurs traits.



**Figure 4.9: Graphique du glissement et des déformations observés dans les armatures lors de l'essai P1000-2.**

Malgré la faible capacité observée lors de l'essai, comparativement aux 405 kN qui auraient pu être développés par la plastification des armatures, celle-ci est bien au-delà des attentes que la longueur de développement fournie pouvait laisser espérer. Ce phénomène s'explique par deux états distincts. Le premier est la non-proportionalité de la capacité en regard de la longueur de développement fournie. En effet, comme il a été rapporté au chapitre 2, la contrainte moyenne d'adhérence est d'autant plus grande que la longueur noyée est réduite. En second lieu, et d'une façon prépondérante, l'état de contrainte du béton avoisinant l'armature a certainement contribué à en augmenter l'adhérence. Cette hypothèse est corroborée par le coincement des barres observé pendant l'essai ainsi que par les traces de plastification dans les armatures ne possédant qu'environ 40% de la longueur minimale requise pour développer leur pleine capacité.

L'explication du phénomène est simple. La poutre étant très courte, sa capacité était très grande et cette charge importante plaçait le béton au-dessus des appuis dans un état de compression très élevé (figure 4.6). Les barres qui étaient justement ancrées dans cette région et sous un couvert plutôt faible de 25 mm, se trouvaient par le fait même dans un état de compression radiale, ce qui augmentait considérablement la contrainte d'adhérence apparente locale. Cet état de contrainte particulier, additionné à une courbure locale très prononcée dans une zone de fissure, a donc contribué à augmenter la résistance théorique de la poutre.

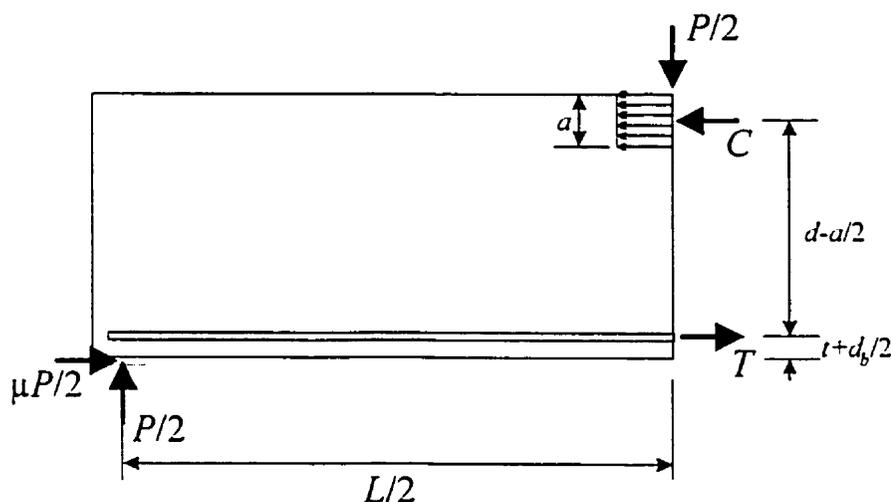
Un autre phénomène intéressant est le comportement distinct de chaque moitié de la poutre en ce qui a trait à la fissuration. En effet, les deux moitiés de la poutre, malgré qu'elles possédaient la même section, ne possédaient pas le même type d'ancrage. Cette asymétrie de conception a provoqué un schéma de fissuration particulier. Tout d'abord, lors des premiers incréments de charge, la fissuration s'est présentée de façon symétrique par deux fissures symétriques de part et d'autre du vérin central. Par la suite, et avec l'augmentation de la charge, le caractère irrégulier de la fissuration se fit remarquer par, d'une part, l'apparition de fissures secondaires du côté où l'armature présentait un ancrage mécanique et, d'autre part, l'augmentation de l'ouverture de la fissure unique du côté où les barres étaient ancrées par adhérence. La rupture fut d'ailleurs associée à l'ouverture excessive de cette dite fissure.

#### 4.2.1.4 Traitement de l'effet du frottement aux appuis

Comme les essais P1000-1, P1500, P2000 et P3000 ont été réalisés avec des appuis ne permettant pas le déplacement horizontal, il importe de traiter de l'importance de ce phénomène. Si on peut valider l'hypothèse réaliste que la qualité de l'adhérence des armatures n'est pas influencée par ce phénomène, on conclura que le frottement aux

appuis n'affecte que la charge appliquée. Comme les armatures des spécimens étaient instrumentées, on peut connaître la force réelle qui s'y développe et donc déterminer la qualité de l'adhérence. En retour, on peut aussi estimer l'importance du phénomène du frottement.

Il est possible d'évaluer la valeur du frottement aux appuis car il n'est fonction que de la charge à l'appui qui est connue. Il suffit de faire l'équilibre des efforts sur une section de poutre afin d'obtenir la force de traction réelle dans les armatures des spécimens selon le niveau de chargement. La figure 4.10 illustre le phénomène, tandis que les équations 4-1 à 4-4 le décrivent mathématiquement.



**Figure 4.10: Schématisation de l'effet du frottement des appuis**

En faisant l'hypothèse que la contrainte dans le béton est égale à  $0.85f'_c$ , la somme de forces horizontales et la somme des moment donnent (figure 4.10):

$$\sum F_H : T + \frac{\mu P}{2} = C = 0.85f'_c a * b \quad [4-1]$$

$$\sum M : T d - \frac{C a}{2} = \frac{P L}{4} - \frac{\mu P h}{2} \quad [4-2]$$

À partir de l'équation [4-1] on obtient:

$$a = \frac{T + \mu P/2}{0,85 f'_c b} \quad [4-3]$$

Alors que de l'équation [4-2]:

$$\mu = \frac{L}{2h} + \frac{0,85 f'_c b * a^2}{Ph} - \frac{2Td}{Ph} \quad [4-4]$$

Comme  $T$  et  $P$  sont connus, on détermine  $a$  et  $\mu$  de façon itérative en posant d'abord  $\mu = 0$  dans l'équation [4-3].

Pour le spécimen P1000-1, on a:

$$P = 450 \text{ kN} \quad \text{et} \quad T = 492 \text{ kN}$$

Ce qui donne, après 9 itérations:

$$a = 90,1 \text{ mm} \quad \text{et} \quad \mu = 0,49$$

Cette valeur est minimale car la valeur maximale de  $P$  est inconnue. Pour le spécimen P1000-2, on a:

$$P = 381 \text{ kN} \quad \text{et} \quad T = 304 \text{ kN}$$

Ce qui donne après 6 itérations:

$$a = 70,9 \text{ mm} \quad \text{et} \quad \mu = 0,02$$

On peut remarquer que dans le cas du spécimen P1000-1 la friction est importante, jusqu'à 29% de la force de traction dans le bas de poutre était issue du frottement des appuis, ce qui fausse les résultats attendus de l'adhérence. Cependant, l'ajout d'un appui à rouleau, pour le spécimen P1000-2, a considérablement réduit cet effet (seulement 2% de la force de tension) et permet donc une appréciation plus juste de la qualité de l'adhérence des barres lisses.

#### 4.2.2 Spécimen P1500

La longueur d'ancrage des barres du spécimen P1500 était de 900 mm et était donc inférieure à la longueur minimale estimée de 1200 mm. Le comportement présumé était donc encore une résistance limitée par une perte d'adhérence mais, contrairement au spécimen P1000, le spécimen P1500 devrait démontrer une ductilité plus élevée.

La portée encore réduite du spécimen P1500 pouvait aussi conduire au développement d'un effet d'arc. Cependant, les essais ont démontré que cet effet, s'il a pris place lors de l'essai, n'a pas eu une influence aussi marquée que pour l'essai précédent, l'effet du frottement aux appuis étant plus important.

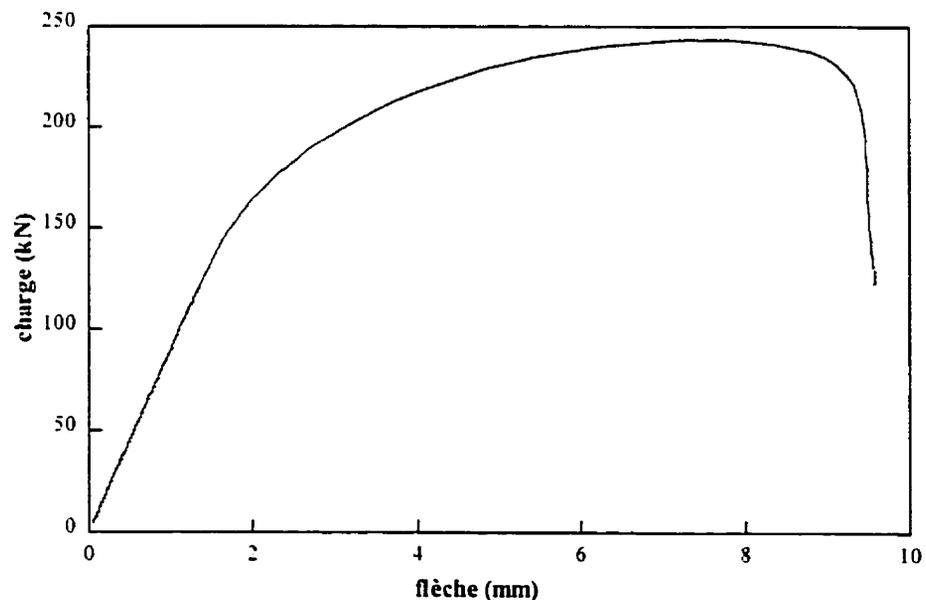
##### 4.2.2.1 Comportement lors de l'essai

Lors de l'essai, le spécimen présenta une capacité ultime de 249 kN, mais la rupture d'adhérence se produisit à une charge de 237 kN. Contrairement au spécimen P1000, pour lequel on nota une chute considérable de capacité, le spécimen P1500 a pour sa part présenté un comportement plus acceptable. Malgré une grande et, surtout subite, augmentation de la flèche, la charge fut maintenue et s'est même accrue de près de 4%. Le spécimen était sollicité par l'intermédiaire d'un ressort et la rupture peut-être qualifiée de très imprévisible. En effet, l'enregistrement automatique des données se faisant avec un pas de temps régulier égal à une demi seconde, 14 lectures ayant été enregistrées entre la perte d'ancrage et la perte de capacité, la chute totale de capacité se produisit donc en 7 secondes.

La rapidité avec laquelle la rupture se produisit était caractéristique des poutres armées avec des armatures lisses, la poutre se rompit très subitement et avec fracas. En une seconde seulement, la capacité passait de 240 à 227 kN, une réduction quasi-instantanée de 5%. Cette rupture s'accompagna d'une ouverture de la fissure principale de près de 5 millimètres.

#### 4.2.2.2 Étude de la flèche

Tout au long de l'essai, la relation charge-flèche du spécimen P1500 a présenté une forme relativement conventionnelle. Elle comportait une première partie proportionnelle qui décrivait bien la phase élastique du chargement. En second lieu, la flèche a augmenté de plus en plus rapidement, sûrement signe d'une fissuration grandissante qui diminuait la rigidité globale. Finalement, suite à la perte d'adhérence à une flèche d'environ 5 mm, la charge a plafonné et la flèche s'est accentuée de près de 5 mm supplémentaires.



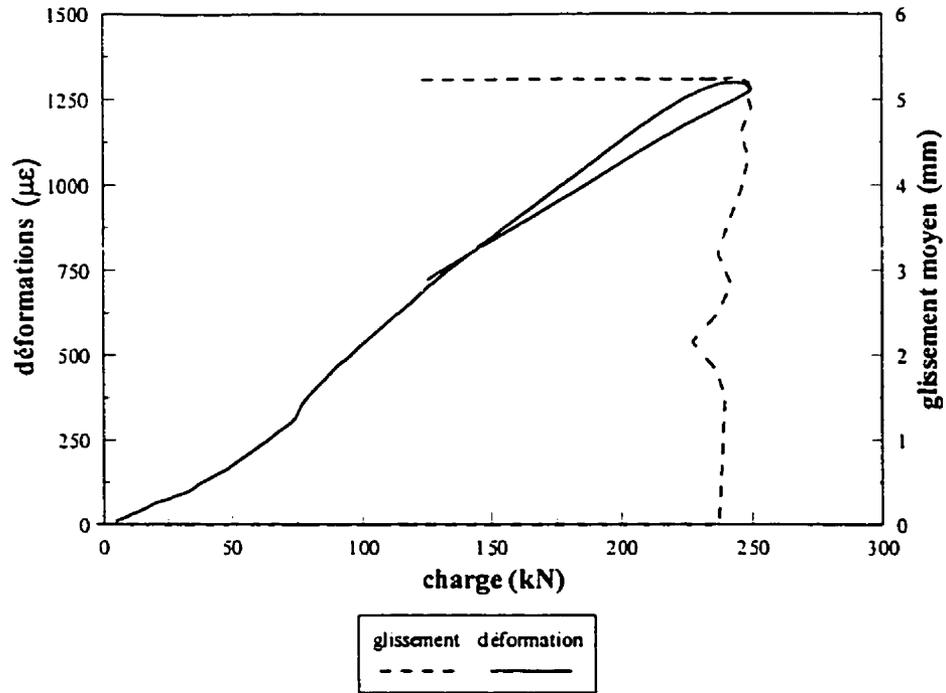
**Figure 4.11: Graphique de la charge en fonction de la flèche au centre pour l'essai P1500.**

Les résultats observés démontrent donc que la perte d'adhérence des armatures ne se traduit pas nécessairement par une perte catégorique de capacité mais par de très grands déplacements, une augmentation de la flèche et ouverture excessive de fissures, sous une charge approximativement constante.

La figure 4.11 qui présente la capacité du spécimen P1500 en fonction de sa flèche au centre démontre également que le spécimen ne présente pas de rupture bien définie mais bien une perte progressive de rigidité puis de capacité. Cette perte progressive n'est pas dommageable en soi mais démontre qu'il y a eu une perte d'adhérence avant que les armatures ne plastifient. Un point positif par rapport au comportement observé pour le spécimen P1000, est que la flèche de celui-ci, juste précédant sa perte de capacité, était plus importante et donc permettait une appréciation visuelle plus aisée.

#### 4.2.2.3 Comportement spécifique de l'armature longitudinale

Encore une fois, il est possible d'associer le comportement de la poutre, en ce qui a trait à sa capacité, et la perte d'adhérence dénotée par les premiers déplacements de l'extrémité droite des armatures. Les deux barres ont perdu d'une façon simultanée leur adhérence sous une charge de 237 kN. La perte d'adhérence sous cette charge a pu également être confirmée par la diminution des déformations dans les barres. En effet, la valeur maximale des déformations de  $1290 \mu\epsilon$  correspond à la valeur pour laquelle les barres se sont mises à glisser. À aucun moment pendant le reste de l'essai, les déformations observées dans les barres n'ont excédé cette valeur. La condition d'adhérence et les déformations observées dans les armatures sont donc intimement liées.



**Figure 4.12: Graphique du glissement et des déformations observés dans les armatures lors de l'essai P1500.**

La déformation maximale observée de  $1290 \mu\epsilon$  était inférieure à la valeur de  $1625 \mu\epsilon$  causant la plastification. Cette constatation est confirmée par l'absence de déformations résiduelles lors du retrait de la charge. L'absence de déformations résiduelles est supposée puisque, tel que le démontre la figure 4.12, l'enregistrement ne s'est pas poursuivi jusqu'au retrait total de la charge. Le retour de la courbe sur elle-même, pour les valeurs de charge enregistrées est cependant un indice suffisant pour supposer un retour élastique.

Les armatures du spécimen P1500 n'ont donc pas plastifié, ce qui signifie que la pleine capacité de la section n'a pu être développée. La figure 4.12 présente de façon juxtaposée le comportement de l'armature en regard de ses déformations et du

déplacement de son extrémité ancrée par adhérence. Il est possible d'observer que les déformations de l'armature sont demeurées relativement constantes pendant toute la durée du glissement des armatures. Un autre phénomène important à souligner est le fait que suite au retrait de la charge, les barres sont demeurées exactement à leur position déformée tandis que leurs déformations et donc leurs contraintes diminuaient. Ceci a eu pour effet de laisser une poutre rompue très fortement courbée et présentant une fissure principale largement ouverte. La capacité observée de 249 kN était inférieure à la valeur issue de l'atteinte de leur limite élastique soit 270 kN et ce malgré le gain de résistance causée par le frottement aux appuis.

Le schéma de fissuration que présentait le spécimen P1500 était typique de celui d'une poutre s'étant rompu par perte d'adhérence. Une multitude de petites fissures secondaires étaient dominées par une fissure principale, située dans la zone où les armatures possédaient un ancrage par adhérence. La fissure en question était quasi-verticale et se situait près du centre de la poutre où elle avait pris naissance dans l'indentation faite pour dégager les jauges. Cette fissure qui s'était ouverte subitement après que la limite d'adhérence ait été atteinte s'est élargie jusqu'à l'interruption de la sollicitation pour atteindre une dimension imposante de près de 10 mm. La rupture finale a pu être observée par l'éclatement complet du béton sus-jacent à cette dite fissure. La présentation d'une fissure typique d'une rupture d'ancrage est faite à la figure 4.13 de la section 4.2.3.1.

#### 4.2.2.4 Importance des effets du frottement aux appuis

Tout comme le spécimen P1000-1, le spécimen P1500 était également affecté par la fixité de ses appuis et présentait une résistance apparente plus élevée que la valeur associée par le moment de plastification de la section. À nouveau, il a été possible de

déterminer avec les équations [4-3] et [4-4] l'amplitude de la friction aux appuis. Cependant, comme le spécimen P1500 présentait une portée légèrement plus importante que le spécimen P1000-1 l'effet d'arc était moindre soit environ 17% de la charge totale de tension au bas de la poutre, comparativement à 29% dans le cas du spécimen P1000-1.

#### 4.2.3 Spécimen P2000

En raison de sa longueur de développement de 1150 mm qui était près de la valeur minimale théorique (1200 mm), le spécimen P2000 était susceptible de développer un moment plastique. De plus, de par son élancement, le spécimen P2000 n'était, à toutes fins pratiques, plus sujet à développer un effet d'arc majeur, tel qu'observé pour le spécimen de 1000 mm.

Toujours sollicité par l'intermédiaire d'un ressort, le spécimen P2000 présentait des résultats qui demandaient une interprétation quant à la réaction des matériaux dans le temps dont en particulier celui de l'armature.

##### 4.2.3.1 Comportement lors de l'essai

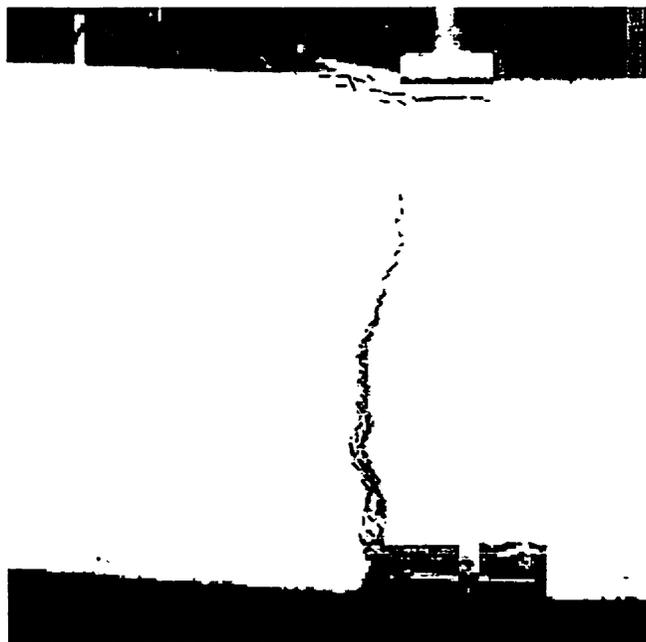
À l'image des trois essais qui comportaient un chargement par ressorts, le spécimen P2000 présentait une fluctuation des paramètres qui peut être associée à la réaction du système à la variation de charge dans le ressort.

Le spécimen P2000 supporta une charge maximale de 266 kN malgré que le glissement d'une armature ait pu être observé à partir de 260 kN. Les deux phénomènes,

soit la perte d'ancrage de l'armature et l'atteinte de la capacité ultime n'étaient séparées que de 5 secondes. Quoique rapide, la rupture était moins subite que les essais précédents et surtout la perte de capacité était de moindre importance.

Le spécimen P2000 lors du commencement de sa mise en charge ne présentait pas un comportement particulier, la flèche augmentant de manière proportionnelle à la charge. Sous une charge de 260 kN un bruit sourd se fit entendre accompagné de l'ouverture plus marquée, d'environ 2 mm, d'une fissure principale. L'émission du bruit était fortement amplifiée par la résonance engendrée dans le ressort. Une pointe de capacité momentanée amena la charge à une valeur de 266 kN puis celle-ci se stabilisa autour de 261 kN. Sous cette charge, la flèche se mit à augmenter et passa de 3,5 mm à 7,5 mm sans qu'aucune fluctuation significative de la charge ne soit observée. Un second bruit se fit alors entendre et une augmentation marquée de la flèche ainsi que de l'ouverture de la fissure principale furent observées. La capacité de la poutre chuta alors de 261 kN à 256 kN puis à 241 kN en 8 secondes.

Avant la rupture, le spécimen ne présentait que très peu de fissures et celles-ci ne présentaient pas une ouverture excessive. Après sa rupture, le spécimen comportait toujours quelques fissures ne présentant qu'une ouverture réduite mais, en plus, une fissure principale présentait une ouverture considérable. Cette ouverture d'une douzaine de millimètres était située du côté de la poutre qui présentait des armatures ancrées par adhérence. Comme les autres spécimens de poutre avec lit d'armature simple, la fissure principale avait pris naissance dans la cavité permettant de dégager les armatures au centre de la portée et s'était propagée à travers la poutre jusqu'à son sommet où le béton avait péri par éclatement (figure 4.13).



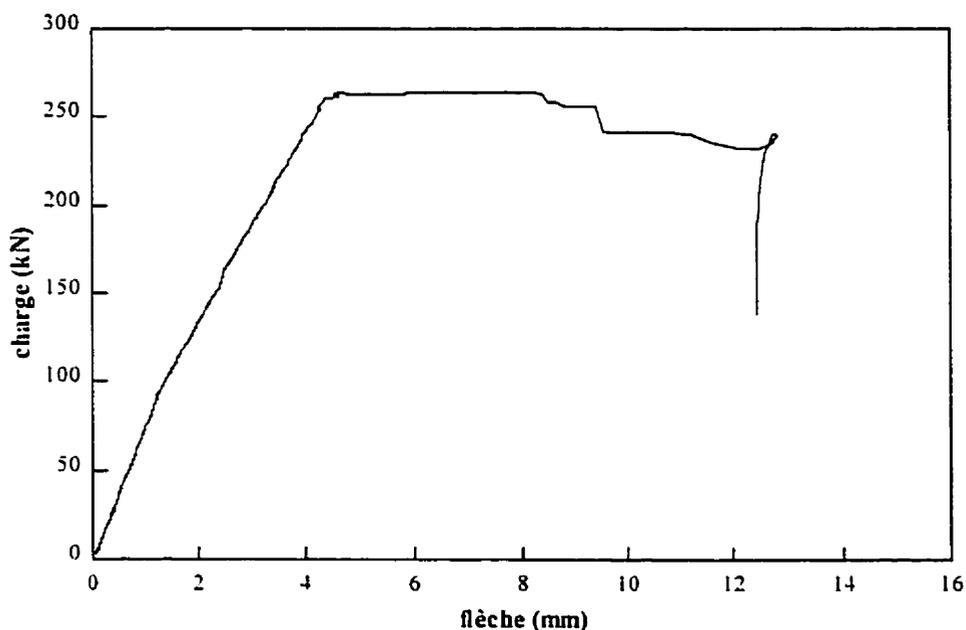
**Figure 4.13: Fissure typique d'une rupture par insuffisance d'adhérence.**

La capacité ultime du spécimen P2000 a été de 266 kN, une valeur supérieure à la charge théorique produisant le moment de plastification qui était, pour cette poutre, de 202 kN. Cependant, encore là, l'effet de frottement aux appuis était important et comme on le démontre plus loin, le moment atteint à la section était en fait égal au moment de plastification et, donc, ne le surpassait pas.

Il est de surcroît possible de qualifier la rupture du spécimen P2000 de plus ductile que les spécimens plus courts (P1000 et P1500). Cependant, cette ductilité post-rupture ne fournissait qu'une marge de sécurité très restreinte.

#### 4.2.3.2 Étude de la flèche

Le comportement interne des composantes du spécimen P2000 était lié au comportement global de la poutre, chaque glissement ou coincement des armatures se traduisant par une modification de la rigidité et donc de la flèche. Étant donné que la flèche est, avec la fissuration, un des principaux indices visibles de la défaillance d'une poutre, son étude est toute indiquée surtout en ce qui a trait à la sécurité liée à une rupture.



**Figure 4.14: Graphique de la charge en fonction de la flèche au centre pour l'essai P2000.**

La flèche du spécimen P2000 était plutôt conventionnelle pour sa partie linéaire, alors que le chargement débutait, la flèche était proportionnelle à la charge appliquée par le vérin. Seules certaines légères fluctuations de la charge pouvaient être observées, attribuables à la présence du système d'appui à ressort.

La partie linéaire de la courbe était suivie d'un plateau où la charge plafonnait avec une augmentation de la flèche. Il a été observé que l'apparition du plateau coïncidait avec l'observation du premier glissement d'une des deux barres d'armature. Ce plateau permettait une augmentation de la flèche de 4,5 mm sans que la capacité ne soit significativement affectée, permettant ainsi à la poutre de se déformer et de donner signe de sa rupture.

Deux brusques pertes de capacité suivirent le plateau plastique décrit précédemment. Associées à la perte d'adhérence de la seconde barre d'armature, ces pertes de capacité présentaient un caractère beaucoup moins clément que la première perte d'adhérence. En effet, échelonnées sur 8 secondes uniquement, les pertes de capacité s'accompagnaient d'une augmentation de la flèche de près de 1,6 mm et de l'émission d'un bruit très sourd caractéristique d'une rupture.

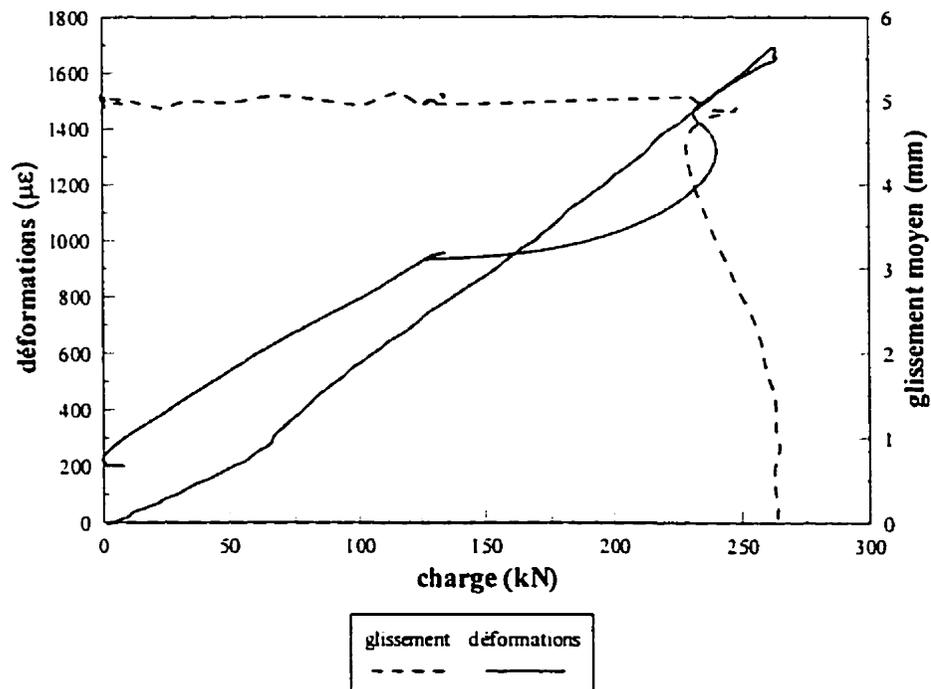
La capacité se mit alors à diminuer significativement et l'essai fut interrompu pour éviter une rupture dans un mode secondaire qui aurait pu être dangereux. Il est à noter que la charge fut retirée subitement de la poutre et que la réaction de la poutre étant moins immédiate que celle du vérin, la fin du chargement peut présenter un aspect inédit sur le graphique de la figure 4.14 qui présente le chargement complet du spécimen P2000.

Si l'on s'attarde à comparer la figure 4.14 avec la figure 4.11, on remarquera que dans le cas présent, le graphique charge-déformation présente un plateau ductile. Malgré que dans le cas de poutres sous-armées comportant des armatures crénelées, ce plateau s'accompagne généralement d'un léger gain de capacité (Pillai et Kirk, 1988), l'absence de cette augmentation de capacité n'est pas d'une importance capitale. Cette absence serait due à la perte d'ancrage des armatures du spécimen. En effet, cette perte d'ancrage

semble coïncider avec l'atteinte dans les armatures de la limite élastique, puisque la contrainte dans les aciers ne peut excéder la limite élastique sans subir un glissement, la capacité de la poutre reste constante pendant ce glissement et la poutre ne bénéficie pas du gain de résistance lié à l'écroutissage des aciers.

#### 4.2.3.3 Comportement spécifique de l'armature longitudinale

L'étude du comportement de l'armature longitudinale du spécimen P2000 explique en grande partie son comportement global et principalement la présence d'un plateau ductile.

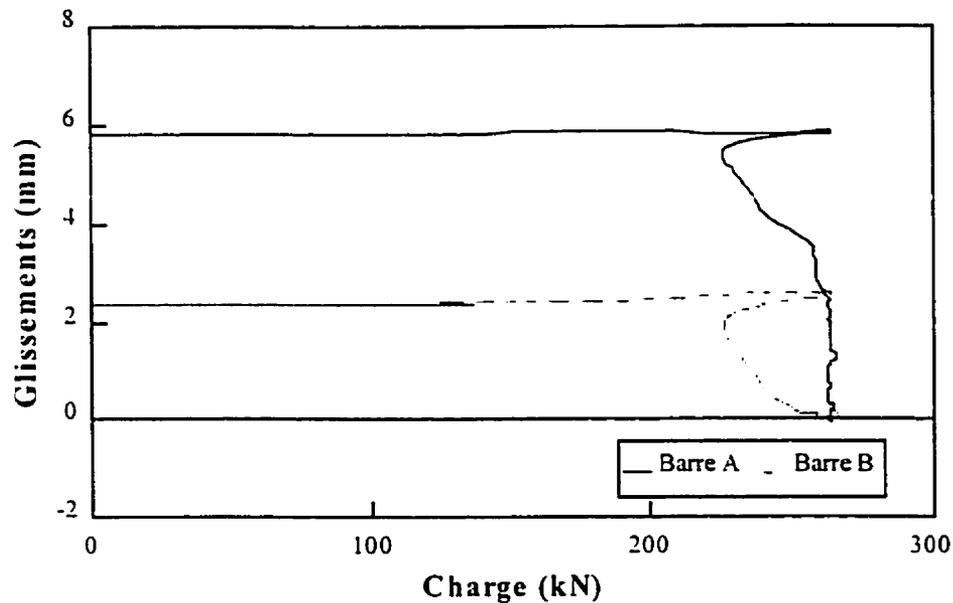


**Figure 4.15: Graphique du glissement et des déformations observés dans les armatures lors de l'essai P2000.**

Une observation attentive a fait ressortir que les deux barres d'armature dans le spécimen P2000 n'ont pas subi une rupture d'ancrage simultanée. En effet, seulement une des deux barres a perdu son adhérence et s'est mise à glisser tandis que l'autre a continué à se déformer afin de conserver une compatibilité des déformations globales de la poutre. Afin de distinguer les deux armatures, on référera dans le texte à la barre A, comme la première barre à avoir perdu son ancrage par adhérence, la seconde barre du lit d'armature étant désignée B. Ces phénomènes internes ont eu pour résultat de conférer une capacité constante à la poutre, d'environ 261 kN, pendant 34 secondes, jusqu'à la perte d'adhérence de la barre B. Pendant ces 34 secondes, même si la charge demeurait constante, la flèche au centre pour sa part augmentait, démontrant une rupture imminente. Lorsque la rupture d'adhérence fut observée dans la barre B, la capacité de la poutre diminua de plus de 8% en 8.0 secondes, pour une valeur résiduelle de 241 kN. Cette valeur ne put être maintenue par la poutre et la capacité diminua graduellement jusqu'à l'arrêt de l'essai.

La figure 4.16 présente les glissements respectifs des armatures longitudinales du spécimen P2000. Le glissement observé dans les deux armatures n'ayant pas débuté au même instant pendant la sollicitation, il y a eu tout au long de l'essai un certain écart entre la position des deux barres. La barre B commença à glisser alors que la barre A s'était déjà déplacée de 3,5 mm. Cet écart fut maintenu constant pour le reste de l'essai comme le démontre l'écart final qui était de 3,4 mm. Cette observation confirme que la barre d'armature ayant perdu son adhérence en second lieu a subi un allongement plus important pour compenser les déformations de la poutre.

On peut observer que les armatures, après de grandes déformations, la sollicitation présentaient un regain d'ancrage qui peut être associé à un coincement dû à la courbure très prononcée que devait présenter la poutre autour des fissures.



**Figure 4.16: Graphique du glissement différentiel des armatures**

Les déformations mesurées dans les armatures font aussi état du comportement distinct des deux barres d'armature longitudinales. Les valeurs de déformations maximales observées dans les armatures étaient de 1658 et 1845  $\mu\epsilon$  pour les barres A et B respectivement. Ces valeurs sont supérieures à la valeur de la limite élastique de 1625  $\mu\epsilon$ . Cependant, pour la barre A, la valeur ne surpasse que très faiblement la plastification tandis que l'autre la surpasse de 14%. Cette différence s'explique par le fait que lorsque la barre A s'est mise à glisser, la poutre, pour conserver son intégrité, a forcé la barre B à se déformer plastiquement. Une explication plausible du mouvement différentiel observé entre les deux armatures serait que la barre B serait demeurée coincée de façon mécanique dans la poutre, soit par une déformation géométrique dans sa longueur ou encore par la présence à sa surface d'une excroissance ou d'une section plus grande.

Une remarque très importante doit être faite sur le fait que la perte d'adhérence de la barre A coïncide exactement avec l'atteinte de la limite élastique dans celle-ci. Ceci laisse supposer qu'un phénomène particulier pourrait lier la perte d'adhérence d'une armature et l'atteinte de la contrainte de plastification dans cette dernière.

Le comportement de l'armature est présenté à la figure 4.15. Ce graphique présente les déformations moyennes et le déplacement moyen des deux barres d'armature sur un seul et même graphique, permettant ainsi d'observer de manière qualitative le comportement du glissement de l'armature et la déformation simultanée de celle-ci. On notera que de par son caractère moyen et le comportement différentiel des barres A et B, le graphique ne possède pas une valeur quantitative exacte et ne devrait pas être étudié selon cette optique. On remarquera en particulier que les valeurs ultimes de capacité et de déformations coïncident. Également, le regain de capacité observé à la toute fin de l'essai peut être expliqué par une diminution du glissement des armatures ou encore par une augmentation de la déformation moyenne des armatures.

L'observation générale qui peut être présentée quant au comportement de l'armature du spécimen P2000 est que celle-ci a bel et bien atteint le niveau de déformation permettant sa plastification. Cependant cette remarque ne s'applique qu'à une des deux barres qui constituaient l'armature de flexion du spécimen, l'adhérence de l'autre barre s'étant rompue au moment où celle-ci entrait dans son plateau plastique.

#### 4.2.3.4. Importance des effets du frottement aux appuis

Le spécimen P2000 était lui aussi affecté par la fixité de ses appuis et présentait une résistance apparente plus élevée que la valeur préconisée par le moment de plastification de la section. Cette fois encore, l'évaluation de la valeur du frottement aux

appuis a permis de déterminer quelle fraction de la résistance du spécimen était issue de l'adhérence des armatures. Dans le cas de ce spécimen, la valeur de la friction aux appuis était de  $\mu=0.50$ , ce qui est équivalent à la valeur déterminée pour le spécimen P-1500. La force de tension ainsi induite dans le comportement global de la poutre était équivalent à 16% de la tension totale.

#### 4.2.4 Spécimen P3000

De par sa longueur de développement disponible, le spécimen P3000 excédait la longueur minimale requise. La portée de 3000 mm permettait pour chaque extrémité de l'armature 1650 mm pour développer un ancrage par adhérence, contre 1200 mm pour la valeur minimale. De plus, sa grande portée annihilait l'effet d'arc et réduisait l'effet de frottement des appuis. Par conséquent, le spécimen P3000 était le plus susceptible de développer le plein moment de plastification de la section. De surcroît, son surplus de longueur d'ancrage devait lui permettre de développer un comportement beaucoup plus ductile que celui observé lors des essais sur les spécimens de plus petite portée.

Il est à noter que les résultats obtenus lors de l'essai P3000 étaient les plus affectés par les interférences électriques du système d'acquisition de données, ce dont il a été question à la section 3.2.4. Les mesures les plus affectées étaient celles enregistrées par l'entremise de capteurs de déplacement. Les deux capteurs de déplacement liés à la détection du glissement des armatures ayant été omis par le système d'acquisition, seul la mesure de la flèche fut affectée par le phénomène. La grande majorité du bruit électromagnétique a été observé lorsque le chargement suivait la courbe élastique de la poutre au début du chargement comme il peut être observé à la figure 4.17. La qualité des autres mesures était satisfaisante et, donc, les résultats ont été interprétés directement.

#### 4.2.4.1 Comportement lors de l'essai

La capacité ultime atteinte par le spécimen P3000 était de 182 kN, dépassant de 35% la charge associée au moment causant la plastification des armatures, ce gain de capacité étant associé au blocage des appuis. Le premier glissement dans les armatures longitudinales n'a pu être observé à cause d'une défaillance technique du système d'acquisition de données qui n'a pu conserver en mémoire les signaux provenant des deux capteurs de déplacement. Cependant les déformations ont pu être mesurées dans les armatures et celles-ci indiquent que la charge sous laquelle se serait rompue l'adhérence se situerait à 180 kN. Cette hypothèse se base sur les observations effectuées lors des trois essais précédents: P1000, P1500 et P2000. Selon ces observations, correspondant à chaque perte d'adhérence dans les armatures, les déformations dans ces dernières présentaient une diminution significative, la perte d'adhérence des barres a donc pu être indirectement associée à cette diminution dans le cas traité ici.

On peut noter encore une fois que le gain de capacité observé entre la perte d'adhérence et la valeur ultime est très faible, à toute fin pratique nul. Cependant ce qui pu également être observé, est le temps de 67 secondes qu'a pris le spécimen, suite à sa rupture d'adhérence, pour atteindre sa capacité ultime. Cette durée est très élevée par rapport aux autres spécimens dont il a été question jusqu'à présent et est un indice d'une plus grande ductilité.

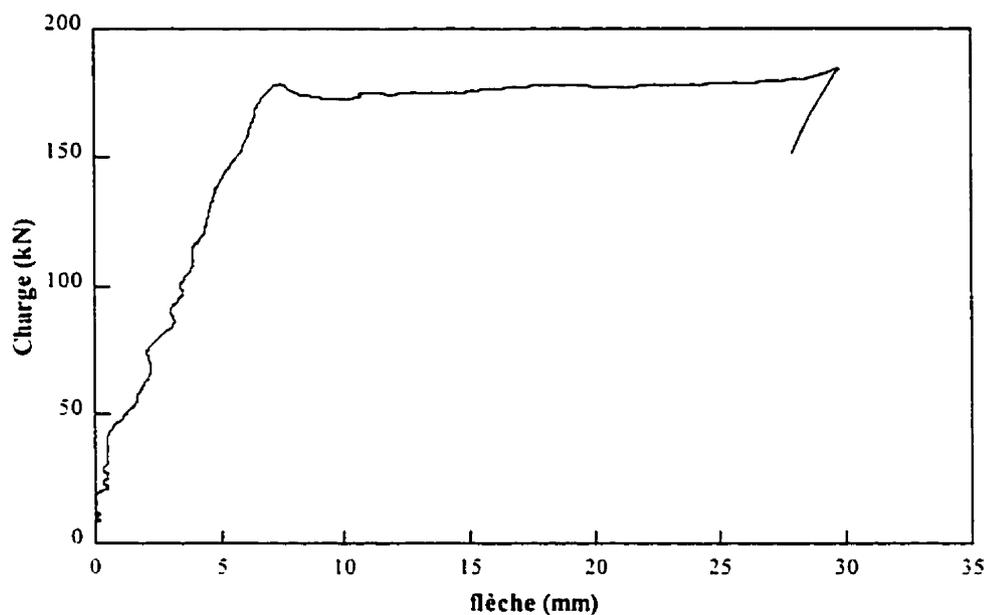
Le comportement général du spécimen P3000, était sensiblement linéaire pour la première partie du chargement. La charge augmenta d'une façon graduelle jusqu'à atteindre 180 kN, charge sous laquelle se fit entendre un bruit très fort qui fit résonner le système de ressort ainsi que la poutre dans son ensemble. Simultanément, la capacité passa de 180 kN à 173 kN une réduction de 4% et ce, en seulement 2,5 secondes. Il fut

possible dès lors d'observer une fissure très prononcée dans la zone centrale de la poutre. Contrairement aux spécimens de plus petite portée, la fissure n'a pas pris naissance dans l'indentation des jauges de l'armature mais à 300 mm environ du centre de la poutre, du côté où l'armature était ancrée par adhérence. Cette fissure très large (environ 10 mm) était unique. En effet, au moment de la rupture d'adhérence, très peu de fissures secondaires étaient visibles.

Suite à la perte d'adhérence, la charge est demeurée constante et s'est accrue légèrement pour atteindre 182 kN à la toute fin du chargement, laissant supposer qu'il serait possible que les armatures se soient coincées à la toute fin de l'essai. La fissure primaire s'est considérablement ouverte et s'est propagée vers le haut et le centre de la poutre suivant une forme typique aux fissures de cisaillement. Peu de fissures autres que la fissure principale ont pu être observées, même très près de la charge de rupture. Seules quelques fissures secondaires, très courtes et ayant une ouverture négligeable, ont été observées du côté des barres qui possédaient un ancrage mécanique. Finalement, la propagation de la fissure principale et la rotation excessive ont amené la zone en compression du béton à se rompre et la poutre à perdre sa capacité.

#### 4.2.4.2 Étude de la flèche

La flèche au centre du spécimen P3000 proposait un comportement plus conventionnel si on la compare avec celle du comportement des trois spécimens qui le précédaient.



**Figure 4.17: Graphique de la charge en fonction de la flèche au centre pour l'essai P3000.**

À part le fait que les valeurs enregistrées par le système d'acquisition de données étaient teintées de légères fluctuations, la courbe générale représentant la capacité en fonction de la flèche ne présentait pas d'anomalie marquée. Seule, encore une fois, l'absence de gain de résistance pouvait être observé pendant la phase ductile du chargement.

Le glissement des armatures pouvait être observé par une légère diminution de capacité accompagnée d'une augmentation de la flèche. Ce glissement a eu lieu après la phase élastique, à une flèche au centre de 7,1 mm.

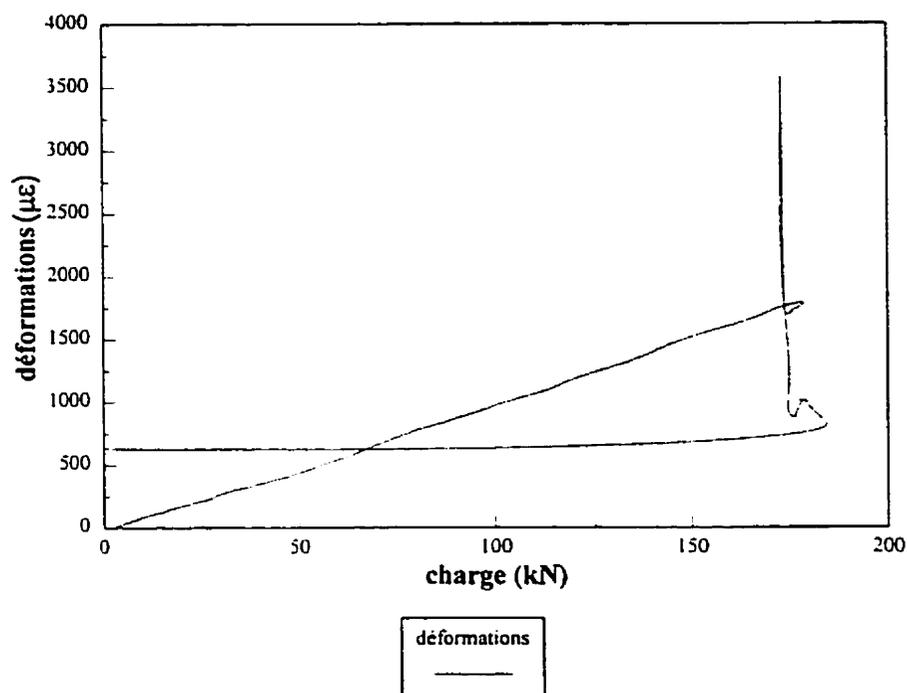
Par la suite, une combinaison du glissement et de l'écroutissage des armatures permit au spécimen de conserver sa capacité tout en subissant une flèche additionnelle de 22 mm. Cette flèche, très visible à l'œil nu, couplée à l'ouverture considérable de la fissure principale, ne laissait aucun doute quant à l'état de la poutre.

L'essai fut interrompu avant la ruine complète du spécimen à cause du danger que présentait sa très grande flèche et la présence du système de chargement à ressort. De plus, le caractère très ponctuel de la rotation observée autour de la fissure principale laissait présager d'une rupture fragile par éclatement du béton comprimé. La figure 4.17 présente la courbe de la capacité de la poutre en fonction de la flèche observée.

#### 4.2.4.3 Comportement spécifique de l'armature longitudinale

Comme il en a été fait état à la section précédente, le système d'acquisition de données pour l'essai P3000 n'a pas été en mesure de conserver entièrement les données relatives au déplacement des armatures. Par ce fait, le comportement de l'armature n'a pu être étudié que par l'intermédiaire des déformations observées dans l'armature longitudinale. Comme le démontre la figure 4.18, l'armature longitudinale

du spécimen P3000 a plastifié d'une façon significative. Les déformations dans l'armature ont atteint 2635  $\mu\epsilon$ , il semblerait même que momentanément celles-ci aient atteint 3591  $\mu\epsilon$ , ce qui laisse supposer que cette valeur a été prise au moment du choc de la rupture. La courte durée de l'intrusion dans le domaine plastique permettrait d'expliquer le niveau de déformation résiduelle de 622  $\mu\epsilon$  dans l'armature qui, malgré qu'il soit significatif, n'est pas important.



**Figure 4.18: Graphique des déformations observées dans les armatures lors de l'essai P3000.**

Il est possible d'affirmer qu'il y a eu présence de plastification dans l'armature du spécimen P3000. Au début du chargement, la relation entre la charge appliquée au spécimen et la déformation était linéaire puis lorsque la charge de 180 kN fut atteinte, il y eut une soudaine baisse de capacité qui se traduit dans la déformation de l'armature

par une diminution des déformations puis par un plateau où les déformations ont considérablement augmenté sous une charge quasi-constante.

Un fait intéressant à souligner est que suite à l'augmentation des déformations dans l'armature, il se produisit une diminution encore plus importante qui ramena les déformations de 2635  $\mu\epsilon$  à 1000  $\mu\epsilon$ , et ce, sans que ne soit affectée la charge appliquée à la poutre. Ce phénomène ne peut s'expliquer que par le glissement de l'armature dans le béton. En effet, l'armature, en se déplaçant, a permis à la barre de reprendre la déformation élastique qui lui avaient été imposée (environ 1625  $\mu\epsilon$ ), tout en conservant la charge à un niveau constant, le désavantage étant une déformation globale de la poutre plus qu'excessive, avec une fissuration aux dimensions exagérées. Finalement, juste avant que la charge ne soit retirée de la poutre, il y eut un léger regain de déformation dans l'armature qui avait également été observé lors de l'analyse de la capacité. Ce faible regain de capacité ne peut être considéré comme significatif et provenait probablement d'un coincement momentané de l'armature.

#### 4.2.4.4. Importance des effets du frottement aux appuis

La rigidité horizontale des appuis du spécimen P3000 a permis à ce dernier d'afficher une résistance apparente environ 35% supérieure à sa résistance théorique. Suite à l'analyse des résultats et au calcul de la contribution de l'effet des appuis, la valeur de la friction aux appuis est égale à  $\mu=0,49$ . Malgré cette valeur non négligeable de frottement aux appuis, seulement 10% de la force de traction est due à la fixité des appuis. Ceci est issu d'un principal facteur, la portée du spécimen. Comme cette dernière était considérable par rapport aux autres spécimens avec lit d'armature simple, l'effet d'arc fut restreint. Cette valeur permet d'affirmer que le spécimen P3000 a été en mesure de surpasser la capacité plastique de la poutre.

Cependant tel qu'il est décrit aux sections suivantes, le gain de capacité peut être issu d'une combinaison de plusieurs phénomènes dont le coincement des armatures aux appuis mais l'écroutissage ne peut pas, à lui seul, expliquer le gain résistance puisque les armatures se sont déplacées et que les déformations résiduelles ne sont pas suffisantes.

#### 4.2.5 Comparaison des moments développés

Les quatre spécimens de poutre avec lit d'armature simple avaient toutes la même section. De ce fait il est très aisé de les comparer les uns aux autres par rapport à leur moment maximal développé. De surcroît, il est tout indiqué de normaliser les moments obtenus par rapport au moment plastique de la section, moment que toute poutre devrait être en mesure de développer si ces armatures étaient susceptibles de développer leur pleine capacité en traction. Le moment plastique devait être établi par une méthode exacte et l'utilisation de la méthode simplifiée proposée par la norme A23.3-94 pouvait démontrer certaines limites. Le moment plastique fut donc évalué par la méthode de compatibilité des déformations. Quoique itérative, cette méthode est très précise et donne des résultats depuis longtemps éprouvés. La difficulté est que cette méthode requiert une quantité importante d'itérations pour satisfaire une précision raisonnable. Les calculs ont donc été effectués à l'aide du logiciel *RESPONSE* (Collins et Mitchell, 1991). Le comportement de la section fut modélisé de la façon suivante. La résistance du béton fut posée égale à 25 MPa, ce qui représentait très bien tous les spécimens étudiés. L'armature principale de flexion, constituée de deux barres lisses de section circulaire, a été modélisée en utilisant les dimensions nominales (voir section 3.6.1.1) et sa limite élastique a été fixée à 325 MPa. Les déformations de l'acier d'armature au seuil de la plastification ont été prises à  $1625 \mu\epsilon$ .

L'armature qui était située dans la zone comprimée de la poutre et qui n'avait d'utilité que le maintien de l'intégrité de la cage d'armature lors de la coulée, a également été prise en compte. Sa limite élastique a été prise comme la valeur expérimentale obtenue à la section 3.6, soit 391 MPa.

Le moment ainsi obtenu fut vérifié manuellement pour s'assurer qu'aucune erreur de programmation n'avait eu lieu. Le moment de plastification de la section fut donc établi à 101.3 kN-m. Un tableau des valeurs obtenues des quatre spécimens ainsi qu'un graphique sont fournis au tableau 4.2 et à la figure 4.19.

**Tableau 4.2: Moments développés par les spécimens de poutre**

Spécimen	Moment à la perte d'adhérence	Moment corrigé (kN-m)	% du moment de plastification
P1000-1	117.3	83.8	83
P1000-2	93.5	91.3	90
P1500	88.9	76.3	75
P2000	130.0	109.7	108
P3000	135.0	121.0	119

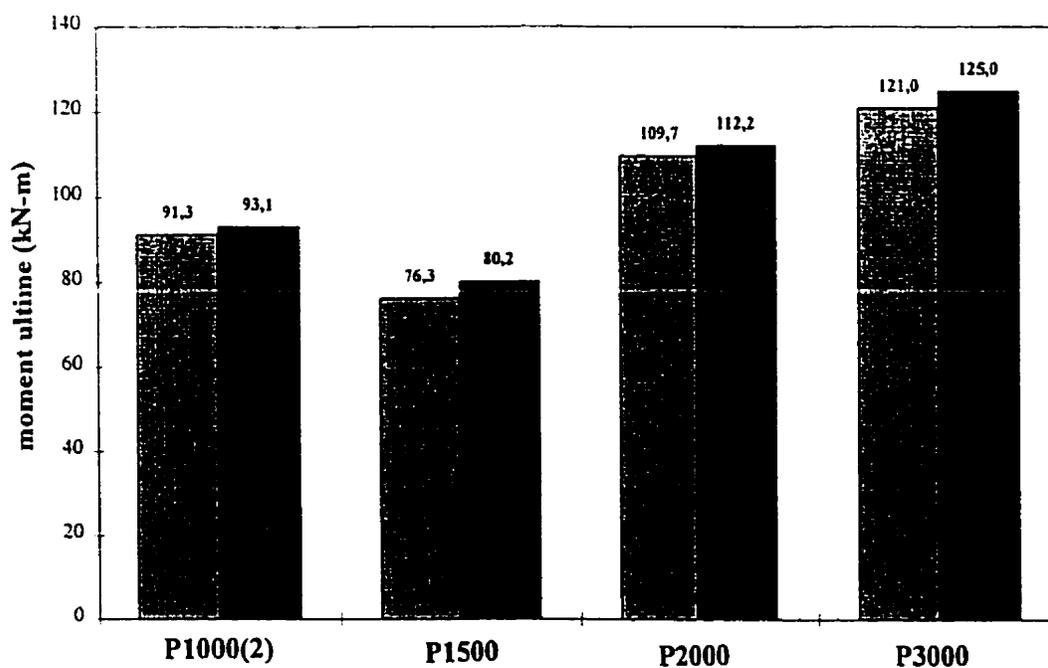
Note: Les valeurs des moments ont été corrigées en prenant la valeur calculée du frottement aux appuis ( $\mu$ )

On notera que la différence entre le moment qui cause la perte d'adhérence et le moment maximal dans chacun des spécimens de poutre est très minime, le meilleur gain ayant pu être observé étant d'environ 5% pour le spécimen P1500. On notera également que les spécimens P2000 et P3000 ont significativement excédé le moment de plastification. Ce moment de plastification a été atteint après un glissement inacceptable des barres d'armature longitudinales de plus de 5,5 mm qui aurait pu mener à une rupture prématurée de la zone d'appui par rupture de coin (Walther et Miehlsbradt, 1990). Le surplus de capacité observé pour les spécimens P2000 et P3000 peut être expliqué

principalement par le blocage des appuis et l'écroutissage partiel des armatures. Pour les mêmes raisons que pour le premier chargement du spécimen P1000, l'utilisation d'appuis à rotules aux deux extrémités de ces spécimens a restreint la déformation de la fibre inférieure et ainsi réduit la contrainte dans les armatures. Il est donc probable que les résultats obtenus pour le spécimen P1500 ont donc également été affectés par cet effet. Suite à ces observations, un système d'appui à rouleaux a été utilisé pour le spécimen P4900 afin qu'aucun effet ne puisse prendre place (figure 3.12).

De plus, chacune des ruptures observées pour les quatre spécimens de poutre avec lit d'armature simple présentait une rupture très ponctuelle autour d'une fissure principale. Cette forme de rupture est sujette à un comportement subit et imprévisible causé par la rotation très importante autour de la fissure. Cette rotation sollicite sévèrement l'armature et surtout la zone de béton en compression qui, sous une telle déformation, peut se rompre d'une façon fragile.

La figure 4.19 présente graphiquement les valeurs de moments développés par chacun des spécimens de poutre avec lit d'armature simple. Les bandes claires représentent les moments qui provoquèrent dans chacun des essais la rupture d'adhérence des barres d'armature, tandis que les bandes plus foncées présentent le moment maximal développé par chaque spécimen. On notera pour chaque spécimen la faible différence entre la résistance à la perte d'ancrage et la valeur ultime.



**Figure 4.19: Graphique comparatif des moments développés par les spécimens de poutre.**

#### 4.2.6 Comportement dans le temps

De par la nature du chargement généralement imposé aux spécimens de poutre lors d'études sur leur comportement, le comportement dynamique des ruptures est très rarement cité. En effet, les systèmes de chargement hydrauliques généralement utilisés ne permettent de simuler une charge constante sur une poutre que si celle-ci ne présente pas de déformation rapide dans le temps. Si la poutre subit une rupture partielle lui faisant perdre brusquement une partie de sa rigidité, cette rupture sera généralement accompagnée d'une augmentation rapide de la flèche. Cette augmentation de la flèche déplacera également le système de mise en charge constitué d'un vérin qui à son tour subira une baisse interne de pression d'huile et donc une diminution de la charge effective fournie par le vérin. D'un point de vue externe, cette somme d'actions et de

réactions se traduit comme si, au moment où il subissait une rupture, une quantité non négligeable de la charge était retirée du spécimen. De surcroît, plus la rupture est soudaine, plus la perte de charge est importante. Cette forme de chargement ne représente absolument pas le caractère permanent de la plupart des chargements imposés aux structures usuelles.

En d'autres mots, la quasi-totalité des études qui présentent des essais de poutres jusqu'à leur capacité ultime permettent de qualifier la perte de capacité des poutres en termes de charge, mais non en termes de taux de perte de charge par rapport au temps. Étant donné l'importance de laisser aux occupants d'un bâtiment le temps d'évacuer le cas échéant d'une rupture, il est intéressant de s'attarder à la durée associée à la rupture. Dans la présente étude, pour les trois spécimens P1500, P2000 et P3000, un système d'acquisition de données à haute vitesse et un système de chargement par ressorts étaient utilisés ce qui permettait d'étudier le comportement dans le temps de leur rupture respective. Il est à noter que le système de ressorts utilisés pour le chargement ne représentait pas parfaitement une charge statique constante mais il présentait une charge résiduelle bien plus grande que celle offerte par le système de vérin seul tant que la déflexion n'excédait pas 15 mm environ. Comme dans tous les cas observés, la déflexion soudaine créée par la première rupture n'excédait pas 5 mm, les observations faites sont valides pour les trois spécimens.

Comme les résultats obtenus du système d'acquisition de données à haute vitesse étaient limités par le nombre de valeurs pouvant être accumulées dans la mémoire vive du processeur, les valeurs ont été prises selon un pas rapide, très conservateur, de deux lectures à la seconde. Ce pas n'étant pas suffisamment affiné, les résultats ne peuvent en aucun cas permettre d'interpréter exhaustivement les quelques millisecondes qu'il a fallu à la poutre pour subir une première rupture. cependant, les résultats sont amplement significatifs pour donner une vue d'ensemble du comportement des spécimens dans le temps et surtout de permettre de les comparer entre eux.

La figure 4.20 présente les historiques de chargement des spécimens P1500, P2000 et P3000 d'une façon juxtaposée, ce qui permet d'apprécier la rapidité du phénomène de la rupture par perte d'adhérence. Sur chacune des courbes présentées à la figure 4.20, la première diminution de capacité est toujours associée à la perte d'adhérence de l'armature longitudinale. Dans le cas du spécimen P2000, la première perte de capacité est associée à la perte d'adhérence de la première barre d'armature à avoir perdu son adhérence (voir la section 4.2.3.1). Une remarque importante est que chaque graphique comporte des échelles qui lui sont propres et que la comparaison entre les comportements doit se faire d'une façon relative plutôt qu'absolue.

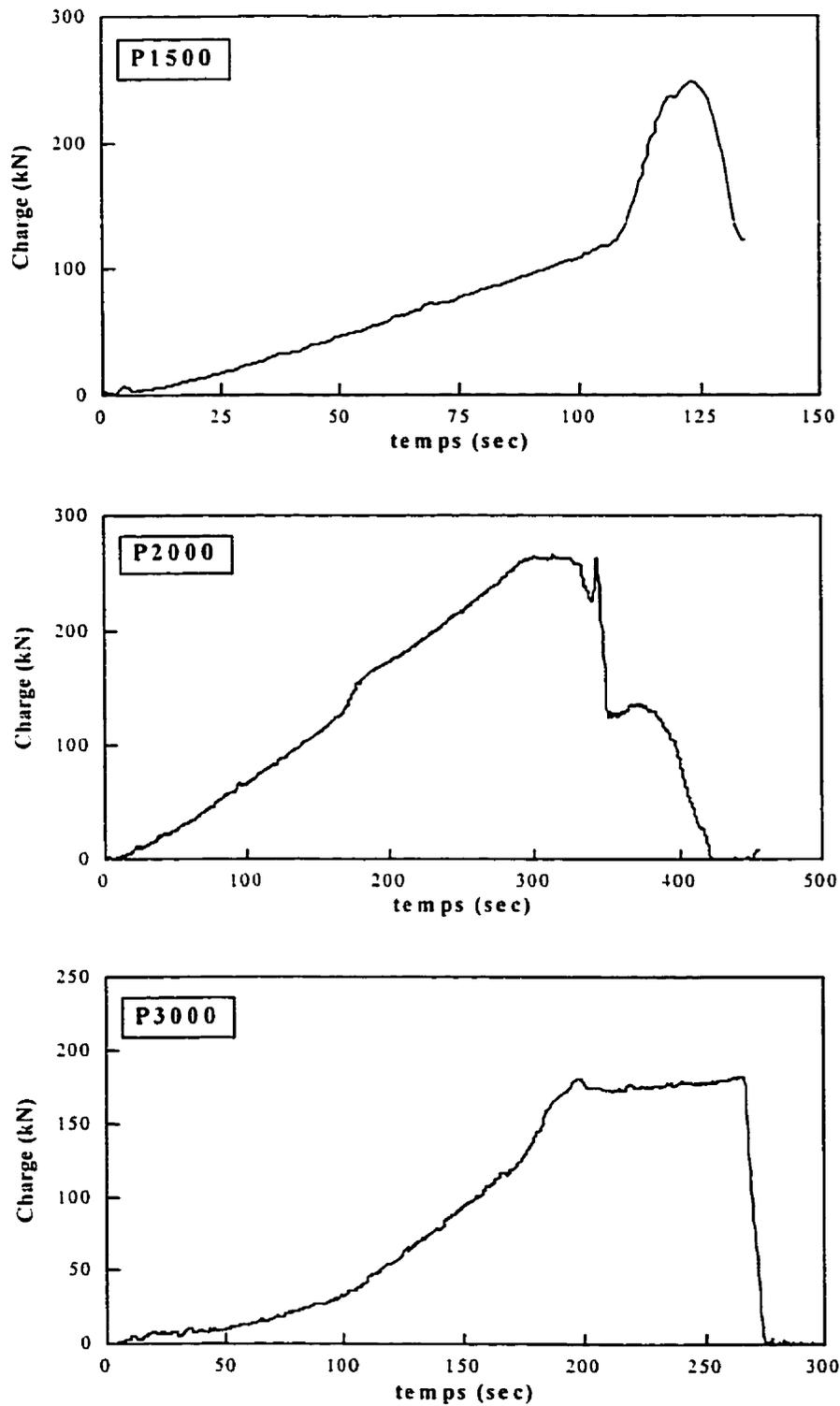


Figure 4.20: Comparaison du comportement des spécimens dans le temps.

On notera que l'augmentation de la charge à partir de zéro, au début de chaque chargement, est d'autant plus courbe que le spécimen possède une grande portée. Cette observation peut être liée à la rigidité relative de chaque poutre par rapport à celle du système de ressorts. Plus la poutre est longue, plus sa rigidité diminue, approchant de la rigidité du ressort. Donc plus la portée est petite, plus la charge observée au début du chargement dépend des caractéristiques du système de ressort.

Un fait important à remarquer est la très grande rapidité avec laquelle le spécimen P2000 a perdu sa capacité. Malgré l'apparence ductile qui ressortait de l'analyse de son comportement en regard des déformations et de la flèche (voir section 4.2.3), il est possible d'observer à partir de la figure 4.20 que les deux ruptures d'adhérence de chacune des armatures longitudinales du spécimen se sont produites à toutes fins pratiques simultanément et que la perte de capacité importante était quasi-instantanée.

Le point important qu'il est possible de retirer de l'analyse du comportement dans le temps des spécimens, est que la rapidité de la perte d'adhérence semble diminuer avec l'augmentation de la longueur de développement malgré que la capacité ne semble pas affectée dans les mêmes proportions.

### **4.3 Essais de flexion sur une poutre avec lit d'armature interrompu**

Comme la plupart des problèmes liés au manque d'adhérence des armatures lisses sont rencontrés dans les poutres de ponts et que celles-ci, en regard de leur portée, sont souvent sujettes à l'interruption de leur armature longitudinale, le dernier spécimen que comportait le programme expérimental, présentait un lit d'armature interrompu.

Le dernier spécimen de la partie expérimentale de la présente étude se voulait à la fois un résumé des observations faites lors des autres essais et une preuve tangible de leur application possible. Ce spécimen a donc été dimensionné à la suite de l'étude partielle des résultats obtenus de la première partie du programme expérimental comprenant les douze essais d'arrachement ainsi que les quatre spécimens de poutre avec lit d'armature simple.

Une caractéristique importante du spécimen P4900 était qu'il jouait un double rôle dans le programme expérimental présenté ici. Comme il en a été question à la section 3.4.1, le spécimen P4900, en plus de permettre l'étude du phénomène du lit d'armature double, présentait également l'équivalence, double en quelque sorte, du spécimen P2500, spécimen qui n'a pas été réalisé lors de la précédente étape du programme expérimental. En effet, le spécimen P2500 aurait présenté une longueur de développement disponible pour les armatures de 1150 mm. Or, le spécimen P4900 présentait à ces deux lits d'armature des longueurs de développement respectives de 1200 et 2400 mm.

Ce spécimen possédait une caractéristique supplémentaire, soit l'interruption d'un lit d'armature en travée. Cette condition amenait plusieurs instruments de mesure supplémentaires de nature diverse, ce qui rendait impossible l'utilisation du système d'acquisition de données à haute vitesse qui souffrait, au moment de la réalisation du programme expérimental, d'un problème d'interférence si plusieurs appareils différents y étaient branchés. Par conséquent, puisque qu'il n'a pas été possible de prendre des lectures continues entre les incréments de charge, les phénomènes constatés pendant un incrément ont toujours été associés comme ayant eu lieu sous la charge à laquelle menait cet incrément. Toutefois, pour réduire l'erreur associée à une telle façon de faire, la

dimension des incréments a été ajustée en cours d'essai. Le chargement a débuté par des incréments d'une valeur de 10% de la charge prévue de plastification jusqu'à 50%. Ensuite, des lectures ont été prises pour des incréments de 5% pour les 30% subséquents. Finalement les incréments ont été réduits à 2,5% pour le reste du chargement. Par contre, lorsque la rupture s'est faite imminente, les lectures ont été effectuées aussi fréquemment que possible et indépendamment de la charge, soit une lecture à toutes les trois secondes et demie approximativement.

Afin de fournir au spécimen P4900 une restrainte horizontale minimale lors de sa sollicitation, le même type d'appuis utilisé pour la seconde sollicitation du spécimen P1000 a été utilisé. La figure 4.21 présente le spécimen P4900 sur ses appuis et instrumenté juste avant que l'essai ne débute.



**Figure 4.21: Spécimen P4900 avant l'essai.**

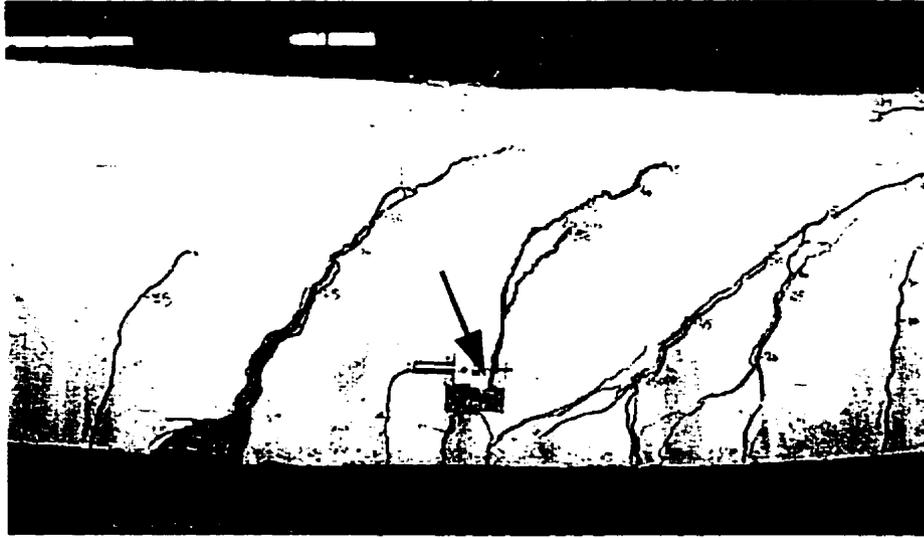
Le spécimen P4900 possédait deux lits d'armature longitudinale soit un lit inférieur qui était continu sur toute la longueur de la poutre et un lit interrompu situé au

centre de poutre, de façon symétrique, à 1250 mm de part et d'autre de la ligne centrale de cette dernière. Ce second lit était situé 50 mm au-dessus du premier. Afin de permettre une interprétation rapide des résultats et surtout d'alléger le texte, on référera aux deux lits comme étant le lit inférieur ou supérieur selon le cas.

#### 4.3.1 Comportement sous chargement

Le spécimen P4900 a présenté un comportement plutôt ductile et représentatif des spécimens de poutre en général. Sa capacité maximale fut de 216,1 kN mais la perte d'adhérence de son armature longitudinale fut observée à partir de 208,0 kN.

L'essai a débuté d'une manière habituelle avec l'apparition des premières fissures après quatre incréments de charge, soit sous une charge de 83 kN. Les fissures ont eu lieu principalement dans la zone où les barres étaient ancrées par adhérence, soit six fissures contre deux seulement dans l'autre portion de la poutre. Une de ces premières fissures a eu lieu à un endroit très peu approprié pour le système de lecture de déplacement des armatures. En effet, cette fissure s'est présentée là où il y avait une réduction de l'épaisseur de béton causée par la présence de cavités pour les capteurs de déplacement des barres d'armature du lit supérieur. La position malencontreuse de cette fissure n'empêcha cependant pas la lecture du glissement pour les barres du lit supérieur. La fissure n'ayant pas un taux d'ouverture important, une étude des données recueillies a tout de même permis de détecter le premier glissement. La figure 4.22 montre l'emplacement de la fissure par rapport au montage permettant de déceler le déplacement des armatures du lit supérieur. On notera que malgré la rupture de la poutre, la fissure ne possède pas une ouverture trop considérable.



**Figure 4.22: Fissuration du côté ancré par adhérence de l'armature longitudinale.**

À l'étape de chargement suivant, soit à 104 kN, on a constaté l'apparition d'un plus grand nombre de fissures et l'ouverture de certaines fissures existantes. Le décompte des fissures à cette charge montre que le spécimen P4900 présentait un schéma de fissuration équilibré avec sept fissures de part et d'autre du vérin. Toutes ces fissures présentaient la forme typique d'une fissure de flexion soit une fissure quasi-verticale et d'une profondeur approximativement égale à la moitié de la profondeur totale de la poutre.

Le chargement s'est poursuivi sans événement important pour 42 kN supplémentaires avec comme seule conséquence l'ouverture des fissures existantes et l'apparition d'une fissure supplémentaire de chaque côté de la poutre. Puis, à partir d'une charge de 145 kN, certaines fissures, principalement celles qui étaient situées le plus près des appuis, se mirent à s'incliner vers le centre de la poutre et prirent l'allure de fissures de flexion-cisaillement.

À 187 kN, les fissures situées aux extrémités de la poutre avaient ont la partie supérieure de la poutre et étaient très inclinées. Du côté des armatures ancrées mécaniquement, l'extrémité de la fissure était inclinée à environ 10 degrés de l'horizontale. Du côté où les armatures étaient ancrées par adhérence, trois fissures présentaient une inclinaison assez prononcée d'environ 30 degrés par rapport à l'horizontale. Lors de la reprise du chargement, un bruit très sourd se fit entendre sous une charge de 191 kN. Apparemment, le bruit provenait du déplacement d'une des armatures.

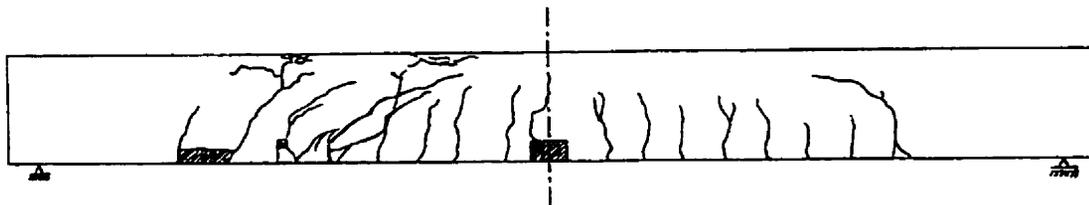
Finalement, la poutre supporta une augmentation de la charge jusqu'à 208,6 kN. Sous cette charge, l'ouverture prononcée de deux fissures se produisit simultanément. Les fissures en question étaient situées du côté où les armatures étaient ancrées par adhérence et de part et d'autre de l'endroit où était interrompu le lit supérieur. La première fissure à atteindre la face supérieure de la poutre, a pris naissance à 980 mm du centre de la poutre. Par conséquent, cette fissure traversait les deux lits d'armature. Le fait que la fissure ait atteint le haut de la poutre provoqua une rotation ponctuelle à cet endroit et l'éclatement du béton. La charge chuta alors jusqu'à une valeur de 201,7 kN.

Puis, la charge se remis à augmenter et la seconde fissure se mit à s'ouvrir jusqu'à ce que la charge maximale soit atteinte à 216,1 kN. Alors que la charge augmentait, la poutre émettait fréquemment des sons semblables aux bruits que feraient des coups portés sur une pièce métallique tendue. Ces bruits étaient très caractéristiques et aisément perceptibles. Finalement, la fissure s'ouvrit d'une façon telle que des pièces de béton se détachèrent du spécimen et exposèrent l'armature. La figure 4.23 montre sous deux angles différents, la fissure en question. Lorsque la seconde fissure atteignit à son tour la zone comprimée du béton celui-ci éclata à nouveau. La capacité chuta alors d'une façon graduelle jusqu'à une valeur de 130,1 kN. La déformation excessive de la poutre obligea alors l'interruption du chargement pour des raisons de sécurité.



**Figure 4.23: Ouverture d'une fissure à la capacité ultime.**

Après que la seconde rupture ait eu lieu et que la majeure partie de la charge ait été retirée, une inspection minutieuse a été effectuée afin de déceler les moindres fissures et établir un schéma de fissuration détaillé. Ce schéma, présenté à la figure 4.24, démontre une asymétrie marquée: le côté où les barres étaient ancrées par adhérence présentait une fissuration à la fois plus sévère et plus inclinée. De surcroît, du côté avec ancrages mécaniques, les fissures étaient quasi-verticales et distinctes les unes des autres, tandis que l'autre côté, pour sa part, présentait une zone où les fissures se recoupaient fortement, réduisant ainsi l'âme de la poutre à un amas de morceaux de béton maintenus en place par les armatures transversales et longitudinales.

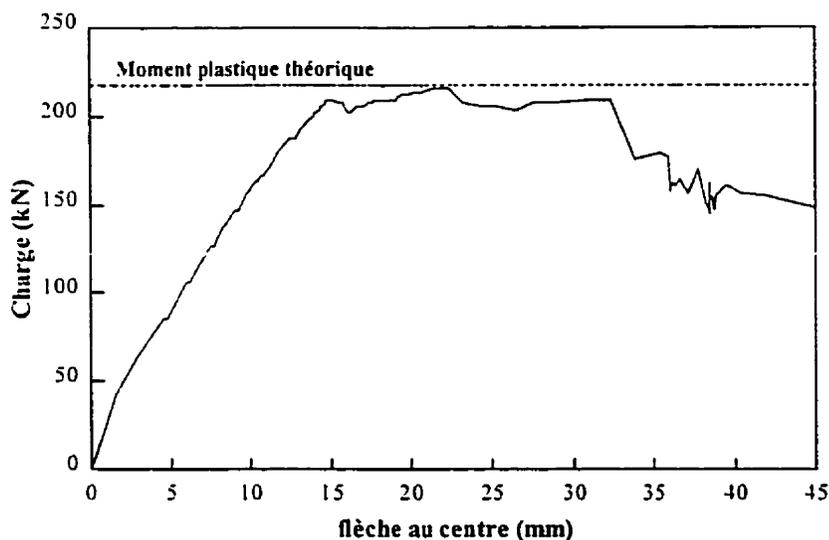


**Figure 4.24: Schéma de fissuration du spécimen P4900.**

Il est à noter que de chaque côté, près des appuis, la poutre ne présentait aucune fissure sur une distance de plus de 700 mm. Ceci est dû au moment qui était très faible dans cette région, le cisaillement étant constant et relativement faible par rapport à la capacité de la section.

#### 4.3.2 Étude de la flèche

La courbe décrivant le comportement de la flèche en fonction de la charge appliquée est présentée à la figure 4.25. Cette courbe possède la forme typique observée dans la majorité des essais de flexion sur des poutres. Cependant, certains détails la distinguent de la forme conventionnelle. Premièrement, elle possède plusieurs zones où la pente est négative, ce qui démontre des pertes de capacité ponctuelles durant le chargement. En second lieu, si l'on considère le premier point où la courbe linéaire est interrompue comme étant la fin du comportement élastique global de la poutre, le gain de capacité suite à cette première rupture est minime. En outre, le plateau plastique calculé à partir de la déformation des armatures et représenté par la droite horizontale n'a été atteint que très brièvement et n'a jamais été surpassé.



**Figure 4.25 Graphique de la charge en fonction de la flèche au centre pour l'essai P4900.**

En dernier lieu, il est possible de souligner que la perte de capacité la plus importante se produit pour une déformation de plus de 30 mm et que la capacité jusqu'à cette valeur fut relativement constante. La rupture totale observée peut être qualifiée de progressive et possédait donc un caractère plutôt ductile.

#### 4.3.3 Comportement spécifique de l'armature longitudinale

L'étude du comportement de l'armature longitudinale du spécimen P4900 et, surtout, les comparaisons entre le glissement et les déformations dans les barres, mettent en évidence un mécanisme de rupture propre aux armatures lisses. Le comportement des deux lits d'armature démontre une interaction très marquée d'un lit avec l'autre, chaque phénomène prenant place dans un lit ayant des répercussions directes dans l'autre lit.

La présence de deux lits d'armature distincts dans le spécimen P4900 rend cependant son analyse plus ardue. Malgré que les comportements des deux lits d'armature aient été similaires, certaines différences fondamentales ont été observées. Pour simplifier la compréhension, les deux lits ont été traités tout d'abord séparément puis un parallèle a été établi.

#### 4.3.3.1 Comportement du lit inférieur

Le lit inférieur étant par géométrie le lit le plus sollicité, il était donc également le plus susceptible de développer une contrainte plastique. À l'image des armatures du spécimen P2000, les barres constituant le lit inférieur du spécimen P4900 ont perdu leur adhérence tour à tour.

Le chargement débuta avec une augmentation linéaire de la contrainte dans les deux armatures jusqu'à une valeur de charge de 208,4 kN. À partir de cette charge, une des deux barres d'armature s'est mise à glisser et la contrainte dans l'armature encore ancrée a augmenté avec un taux encore plus important. La charge supportée par la poutre a diminué momentanément jusqu'à 201,7 kN puis augmenta de nouveau jusqu'à 208,4 kN. Cette charge fut maintenue pendant plus de trois minutes malgré que le déplacement imposé par le vérin augmentait.

La charge se remit alors à augmenter allant même jusqu'à atteindre une charge ultime de 216,1 kN. La charge diminua alors et sous 209,0 kN la seconde armature subit une perte d'adhérence. La poutre perdit en moins de trois secondes 15,7% de capacité passant de 209,0 à 176,1 kN. Alors s'enchaînèrent une suite de glissements et de

coincements alternés qui permirent de maintenir une charge sur la poutre comprise entre 149,6 kN et 179,5 kN. La poutre se rompit totalement et la capacité chuta à zéro. La figure 4.26 présente le comportement, quant aux déformations et aux glissements, des deux barres d'armature du lit inférieur du spécimen P4900.

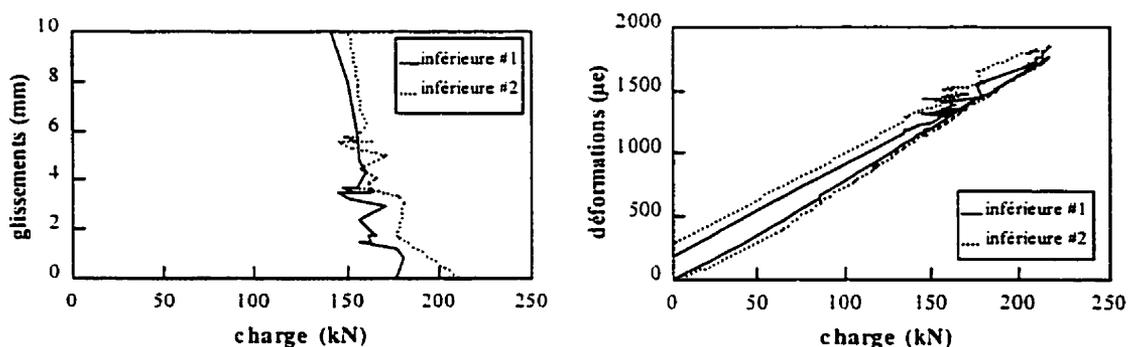


Figure 4.26: Comportement du lit inférieur du spécimen P4900.

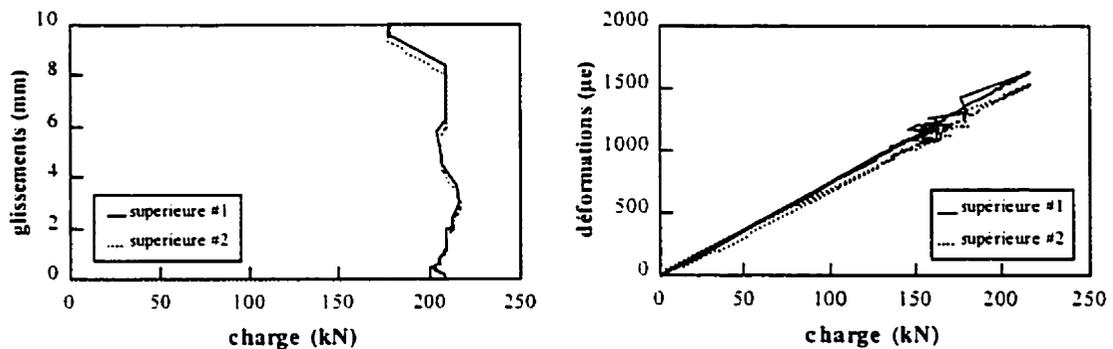
#### 4.3.3.2 Comportement du lit supérieur

Le lit d'armature supérieur étant plus près de l'axe neutre de la poutre, celui-ci ne devait en principe subir une élongation plastique que lorsque le lit inférieur aurait plastifié suffisamment. Cependant, ce comportement n'est vrai que si le lit inférieur conserve son adhérence pendant sa plastification. L'étude des armatures constituant le lit supérieur dénote un comportement particulier et révélateur.

Le comportement des deux barres du lit supérieur était plus homogène que celui de l'autre lit. Le début du chargement s'est déroulé normalement, les déformations dans les barres augmentant de manière proportionnelle à l'augmentation de la charge et le glissement n'étant pas perceptible. La charge fut augmentée jusqu'à 208,0 kN, charge sous laquelle on a pu observer un léger glissement des armatures interrompues de l'ordre

de 0,5 mm accompagné d'une légère fluctuation des déformations dans les barres. Cette perte d'adhérence provoqua une baisse de capacité momentanée, puis les armatures s'immobilisèrent. La charge supportée par la poutre se remis à augmenter jusqu'à la valeur de 212,4 kN où les deux armatures perdirent de nouveau leur ancrage et se déplacèrent de façon significative. Malgré cette perte d'ancrage du lit supérieur, la charge supportée par la poutre continua encore d'augmenter et atteignit la charge ultime. On doit noter que la capacité ultime fut atteinte alors que les armatures du lit supérieur s'étaient déjà déplacées de plus de 3,5mm.

La figure 4.27 présente le comportement des armatures interrompues du spécimen P4900.



**Figure 4.27: Comportement du lit supérieur du spécimen P4900.**

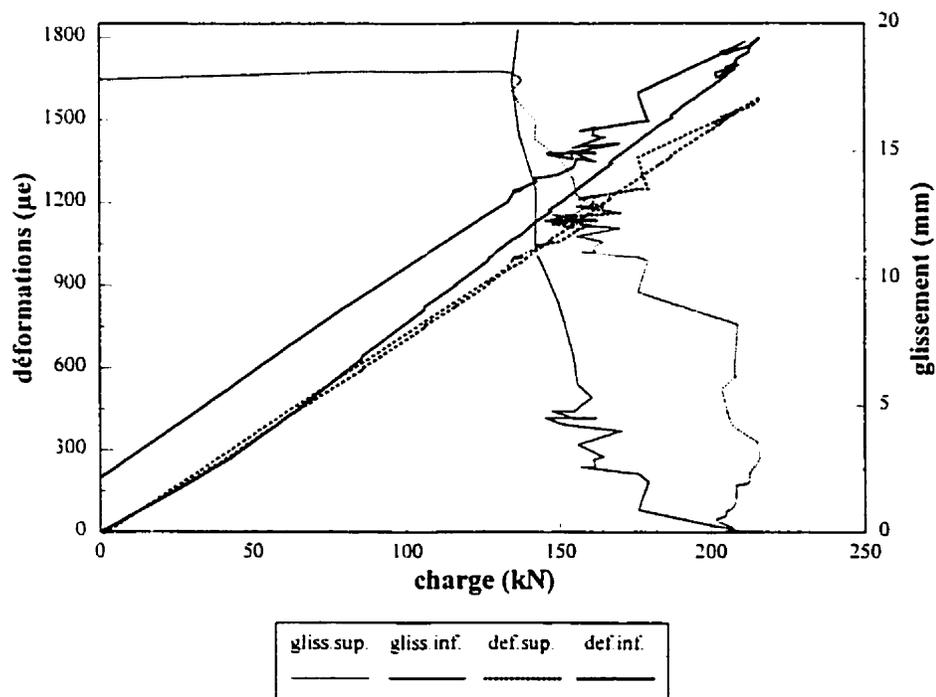
Une remarque importante doit être faite en ce qui concerne la similitude des courbes présentées par les deux barres d'armature. Tant sur le plan des déformations que des déplacements, les courbes présentent un couplage parfait des comportements.

#### 4.3.3.3 Interdépendance des lits d'armature

On remarque que les deux lits d'armature du spécimen P4900 présentaient des comportements qui étaient très similaires malgré qu'ils n'aient pas eu lieu d'une façon simultanée. Le premier lit d'armature à avoir perdu son ancrage par adhérence a été le lit supérieur, ce qui semble normal puisque les contraintes dans les deux lits étaient sensiblement égales mais le lit inférieur était plus confiné au niveau des appuis. De plus, la perte d'adhérence d'une des barres du lit inférieur fut observée sous une charge à peine supérieure. La perte d'ancrage quasi-simultanée pourrait être expliquée par le fait que les profondeurs effectives des deux lits étaient très similaires.

Dans le cas des déformations, il est possible d'observer que la forme générale des courbes était la même pour les deux lits. Cependant, le lit supérieur a subi des déformations plus importantes, démontrant des déformations résiduelles de  $189 \mu\epsilon$  alors que l'autre lit n'en présentait pas du tout.

Il est intéressant de remarquer que malgré la capacité obtenue et la rotation considérable observée à la fin de l'essai, les armatures ne démontrent que peu de déformations résiduelles, les déformations globales de la poutre seraient donc expliquées par le glissement des armatures.



**Figure 4.28: Comportement des armatures du spécimen P4900.**

En ce qui à trait aux glissements, la valeur finale pour les barres inférieures était plus importante que celle du le lit supérieur: 33.1 mm contre 17.8 mm respectivement, soit un rapport du simple au double. En regardant de plus près, ce phénomène est explicable et démontre une fois de plus l'homogénéité du comportement des armatures lisses. Soumises à peu de choses près aux mêmes efforts, les armatures du lit inférieur possédant une longueur égale au double de celles du lit supérieur ont démontré un glissement proportionnel à leur longueur. Cette situation démontre également que la limite élastique ne peut être maintenue dans les armatures sans qu'il n'y ait glissement.

Finalement les coincements alternés dans les barres, dénotés par les va-et-vient des courbes de déplacements aux alentours de 160 kN sont également observables dans les courbes de déformations, ce qui montre le lien étroit entre la perte d'adhérence et la diminution des contraintes dans une armature. On remarque également que ces fluctuations ont eu lieu simultanément dans les deux lits.

#### 4.3.4 Type de rupture observée

Le mode de rupture global observé dans la poutre fut une rupture ductile en flexion se terminant par l'éclatement du béton au droit d'une fissure. Cependant ce mode de rupture n'a pas pris naissance d'une façon conventionnelle, en ce sens que la rupture en flexion n'était pas uniquement issue de la plastification de l'armature de la poutre.

En effet, lorsqu'on analyse les déformations et les glissements des armatures, on remarque que la rupture en flexion de la poutre n'est pas issue que de l'élongation de l'armature, mais également d'une suite de glissements de celle-ci.

De plus, il semble que les premières fissures à apparaître étaient localisées dans les zones où le lit d'armature supérieur se trouvait interrompu et ce, tant du côté de l'ancrage par adhérence que du côté de l'ancrage mécanique. Une explication logique de ce comportement serait que l'interruption du lit d'armature à cet endroit modifierait la rigidité globale de la poutre d'une manière ponctuelle. Cette diminution de rigidité en un point précis de la poutre causerait à son tour une distorsion dans la déformation qui serait plus grande là où la rigidité est plus faible, créant une rotation concentrée et donc une fissuration à l'endroit de l'interruption des barres.

La figure 4.29 montre le lien entre le schéma de fissuration, la distribution des armatures et les résistances en flexion théoriques et expérimentales. On remarquera que le moment calculé par la méthode de la compatibilité des déformations et le moment ultime obtenu sont très similaires, ce qui permet de confirmer que le comportement prédit est très fidèle au comportement réel. Le comportement prédit a été établi à partir de la plastification des deux lits d'armature démontrant que le comportement réel doit également comporter une plastification ou, du moins, une déformation équivalente à la plastification des deux lits.

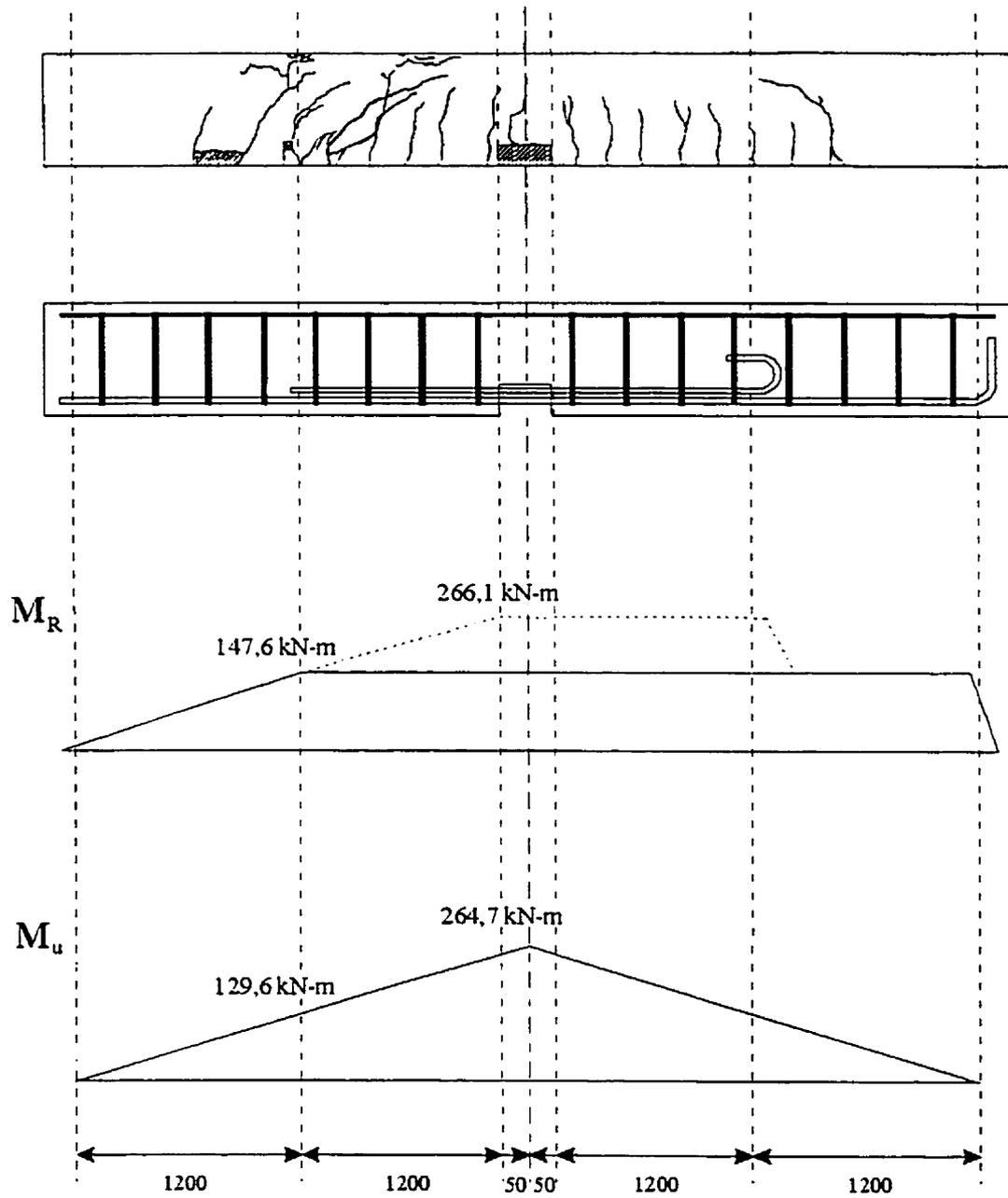
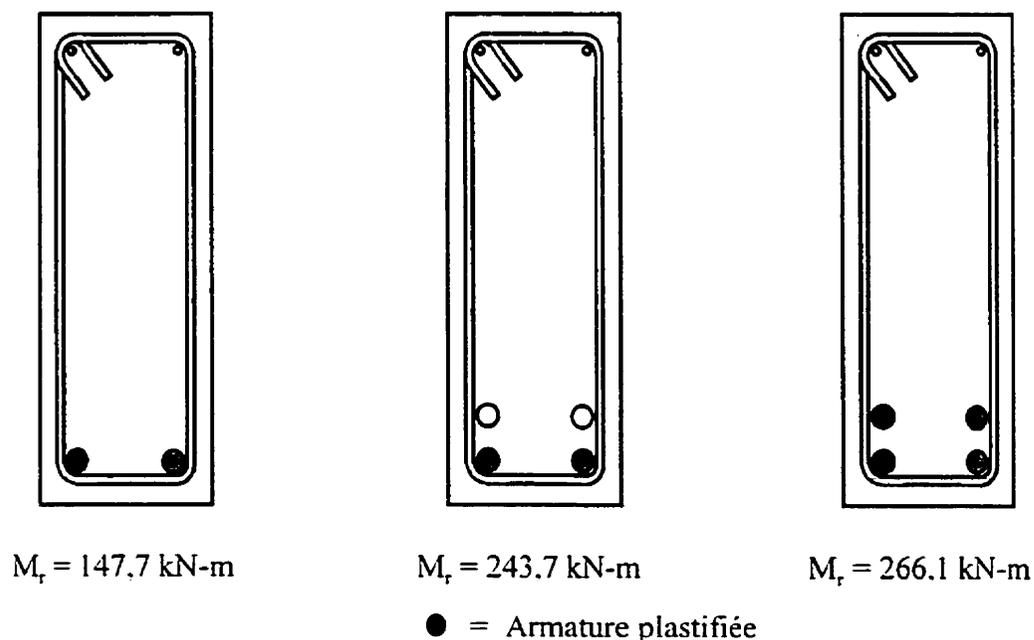


Figure 4.29: Comparaison entre le moment résistant et le moment ultime mesuré.

#### 4.3.5 Comparaison des moments développés

Afin de déterminer le comportement exact de la section sous la charge ultime et surtout de déterminer si la pleine capacité plastique de cette dernière a été en mesure d'être développée, les résultats expérimentaux ont été comparés aux résultats obtenus de calculs effectués avec l'aide du logiciel RESPONSE.

Le moment plastique fut déterminé pour la section médiane et la section près des appuis. Pour la section médiane, deux calculs furent effectués, un avec le lit inférieur plastifié et l'autre avec les deux lits plastifiés. Ceci a donc permis de vérifier si la capacité observée expérimentalement correspondait à l'un ou à l'autre des comportements. Comme l'a démontré la figure 4.30, le moment ultime présenté par la poutre correspondait à la plastification des deux lits d'armature.



**Figure 4.30: Moments résistants en fonction de la section utilisée.**

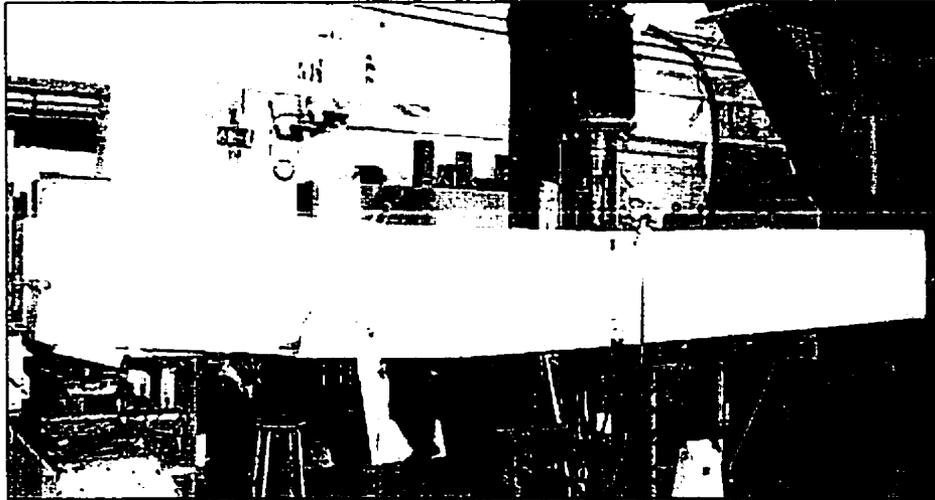
Encore une fois, malgré que la section de la poutre ait été en mesure de développer le moment plastique, un fait important est que le niveau de plastification dans les armatures était minime. Il semblerait que cet état de chose puisse provenir du fait que lorsque les armatures présentaient une contrainte égale à la limite élastique, celles-ci perdaient leur adhérence et glissaient. Ce glissement réduisait la contrainte dans les barres et donc la plastification de l'acier n'a pas été importante.

#### 4.3.6 Comparaison des flèches relatives

Le spécimen P4900 présentait un comportement très adéquat pour une poutre. Outre une lacune de résistance post-rupture, sa section a été en mesure de développer sa capacité plastique et sa rupture était progressive et ductile. Le dernier point important de l'étude du comportement face à la rupture est la flèche relative

La portée du spécimen P4900 était importante et donc la poutre était relativement flexible. Avant même que la charge causant la perte d'adhérence ne soit atteinte, la poutre démontrait déjà une courbure visible à l'oeil nu. Sous la charge de rupture d'adhérence, soit 208.0 kN, la flèche au centre était de 15,08 mm. Convertie en flèche relative, cette déflexion était équivalente à  $l/325$ .

De la même façon, sous la charge ultime, la flèche au centre était de 21.47 mm ou  $l/228$ . La figure 4.31 montre le spécimen P4900 sous la charge ultime, la déflexion présentée ne laisse aucun doute quant à l'état très avancé de la sollicitation.



**Figure 4.31: Déflexion de la poutre sous le chargement ultime.**

Dans le cas du spécimen P4900, il semble que la valeur de la flèche relative soit suffisante pour susciter, chez les utilisateurs, un avertissement précurseur d'une rupture. Également, le spécimen P4900 présentait une fissuration abondante qui pourrait également contribuer, avec la flèche, à alerter les occupants d'un bâtiment qui serait soumis à des sollicitations de cette envergure.

## CHAPITRE 5

### ANALYSE DES RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX

Le chapitre 5 présente l'analyse des résultats obtenus du volet expérimental présenté aux deux chapitres précédents. Cette analyse fut réalisée en s'appuyant sur les conclusions également tirées des études antérieures. Tout d'abord, une brève revue du type de rupture observée selon les essais a été effectuée suivie de l'étude de l'influence de certains paramètres sur l'adhérence. Finalement, un regard critique est porté sur la longueur de développement de 1200 mm choisie lors des essais.

#### 5.1 Types de ruptures observées

D'une façon générale toutes les ruptures observées, que se soit lors des essais d'arrachement ou lors des essais de flexion sur des poutres, étaient issues d'un glissement de l'armature. Toutefois, certains spécimens ont tout de même présenté des signes de plastification de concert avec cette rupture d'ancrage. Les ruptures spécifiques à chaque essai ainsi que les commentaires qui y sont liés sont présentés dans cette section afin de mettre l'accent sur le comportement caractéristique des armatures lisses.

### 5.1.1 Essais d'arrachement

Comme il a été cité à la section 4.1, les spécimens dont la longueur de développement était suffisante pour permettre la plastification de leur armature étaient les spécimens A1200, A1600 et A2000. Cependant, même s'il fut possible d'observer la plastification chez tous ces spécimens, cette dernière ne présentait pas la même intensité d'un spécimen à l'autre. Tandis que les spécimens de 1200 mm ont subi une plastification légère, les spécimens A2000 ont tous présenté une plastification importante. Pour leur part, les spécimens de 800 mm n'ont démontré aucune trace de plastification et en plus possédaient une rupture pouvant être qualifiée de subite.

Alors que les spécimens de 800 mm ne développèrent au maximum que 50% de la contrainte de plastification, l'acier de la plupart des spécimens de 1200 mm et plus ont atteint la plastification. Dans certains spécimens de la série A2000 la dépassa même de près de 20% la limite élastique de l'acier. Cependant, cette valeur de contrainte ne fut observée qu'après que l'armature ait subi un glissement substantiel.

Il semble que le comportement observé lors des essais d'arrachement soit cohérent avec les hypothèses émises par Perry et Thompson dans leur étude effectuée en 1966. Selon cette étude, le comportement d'une barre d'armature noyée dans une matrice de béton et sur laquelle on exerce une traction est le suivant. En premier lieu, l'effort de traction exercé sur la barre est repris par la contrainte d'adhérence entre la barre et le béton situé sur une courte distance près de la face chargée du béton (soit sur une longueur d'environ dix centimètres pour une barre de 22 mm de diamètre), le reste de la barre ne reprenant qu'une partie négligeable de l'effort. Avec l'augmentation de la contrainte dans la barre, la contrainte d'adhérence augmente jusqu'à une valeur ultime. Alors, le lien d'adhérence est rompu et la barre subit, localement, un léger glissement.

La zone où la contrainte était la plus importante se trouve transférée à la partie suivante le long de la barre et la contrainte d'adhérence est remplacée par une contrainte de frottement résiduel.

Ce phénomène est présenté graphiquement à la figure 5.1 où les zones ombragées représentent la valeur de la contrainte de cisaillement entre la barre d'armature et le béton. Les différents schémas présentent la progression de la contrainte le long de la barre, la charge maximale étant obtenue de la distribution proposée par le troisième schéma où la valeur de maximale d'adhérence est combinée à la valeur maximale du frottement résiduel. On remarquera que la valeur du frottement résiduel est largement inférieure à la valeur développée par l'adhérence. Les formes générales des courbes sont issues de l'étude de Perry et Thompson, 1966, ainsi que de l'étude de Mylrea, 1948. L'augmentation de la contrainte près de la face sollicitée du spécimen pourrait, selon ces auteurs, être due à une excentricité de la charge (entre l'axe de la sollicitation et l'axe de la barre) qui favorise un frottement entre la barre et le béton près de l'extrémité.

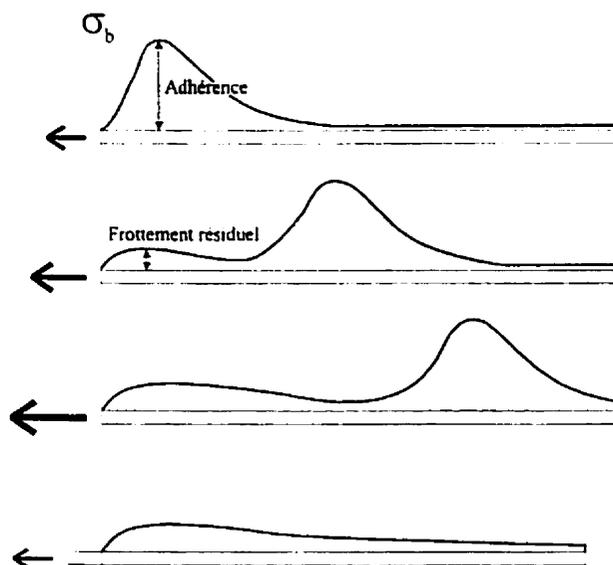


Figure 5.1: Progression de la contrainte lors d'un essai d'arrachement.

La résistance d'une barre est donc égale, au début de la sollicitation, à la contrainte d'adhérence multipliée par la surface sur laquelle elle s'applique et ce jusqu'à ce que la partie la plus sollicitée se mette à glisser localement. Alors la zone d'adhérence est repoussée plus en profondeur dans la masse de béton et la force développée est égale à la somme de la force d'adhérence fournie par la nouvelle zone sollicitée et de la force de frottement résiduel de la première zone. Si la longueur noyée de la barre est suffisamment grande, la force totale ainsi développée peut être suffisante pour provoquer la plastification de l'acier d'armature. Si, par contre, cette longueur est insuffisante, la zone d'adhérence migrera vers l'extrémité libre de la barre avec l'augmentation de la charge, et lorsque la dernière zone adhérente se rompra, la contrainte de frottement, qui remplace l'adhérence et qui est d'un ordre de grandeur inférieur à celle-ci, ne sera plus en mesure de retenir la barre qui glissera dans le béton.

Donc, en ce qui concerne les essais d'arrachement, la longueur de développement supplémentaire fournie à une barre d'armature ne permet pas à celle-ci d'accroître considérablement sa contrainte de rupture d'adhérence mais elle permet cependant d'augmenter la résistance résiduelle qui suit cette rupture d'adhérence et donc de réduire le caractère subit des ruptures d'adhérence.

### 5.1.2 Essais de flexion sur des poutres

Les essais de flexion sur des poutres étaient plus complexes que les essais d'arrachement et la plastification des armatures n'est pas le seul critère pouvant être apprécié. La capacité globale et la ductilité associée à la rupture sont deux caractéristiques importantes qui doivent également être prises en compte lors de l'analyse.

En ce qui à trait à la plastification des armatures, il semble que la capacité d'une armature à développer sa limite élastique soit proportionnelle à la longueur de développement fournie dans un spécimen. En effet, les spécimens P1000-2, P1500, P2000 et P3000 de la présente étude ont permis de développer respectivement 40, 0, 200 et 622  $\mu\epsilon$  de déformations résiduelles dans leurs armatures de flexion.

Cependant on doit noter que malgré l'augmentation de la capacité à développer des déformations plastiques avec l'augmentation de la longueur de développement, la capacité globale ne suit pas cette tendance. En effet, malgré leur longueur de développement très réduite (650 et 900 mm), les spécimens P1000-2 et P1500 ont tout de même été en mesure de développer plus de 75% de la capacité plastique de leur section. La présence de phénomènes tels le coincement des armatures (dus au transfert direct de la charge vers l'appui) peut expliquer un tel résultat. Cependant les caractéristiques générales de la rupture ne furent pas influencés outre mesure par ces phénomènes. Tel que démontré à la section 4.2.7 pour les spécimens P1500, P2000 et P3000, plus les armatures possédaient des longueurs d'ancrage importantes, plus la rupture présentait un caractère ductile et progressif. Ainsi, bien que les barres courtes situées près des appuis aient eu une résistance appréciable, leur rupture était d'autant plus subite et non-ductile que leur longueur était courte. Le surcroît de résistance observé pour les barres courtes ne peut se produire que près d'un appui. Ce type de comportement ne serait pas observable en travée car l'effet de coincement dû au transfert direct de la charge est absent à cet endroit.

L'analyse des résultats de la sollicitation des spécimens de poutre quant aux déformations et aux glissements a démontré que la capacité et la ductilité de certains spécimens étaient bien au-delà de celles que l'on pouvait espérer en étudiant uniquement les valeurs de déformation subies par les armatures. En fait, il semblerait que toutes les ruptures associées aux spécimens de poutre de cette étude aient présenté le même

comportement global. La contrainte dans les armatures a d'abord augmenté de façon proportionnelle à la charge jusqu'à ce que la contrainte dans les armatures atteigne un niveau avoisinant la limite élastique de ces dernières. Sous cette contrainte, la plupart des armatures ont perdu une première fois leur ancrage et un glissement fut observé.

Après la perte d'adhérence, les déformations des armatures subirent une diminution appréciable. Suite à ces phénomènes, il était possible d'observer un regain de la capacité d'ancrage par une immobilisation des armatures: la contrainte dans les barres se mettait à augmenter de nouveau et une autre perte d'ancrage avait lieu. Cette suite d'événements se perpétrait un certain nombre de fois, ce nombre dépendant de la longueur de développement fournie. Plus la longueur de développement était importante, plus la suite de glissements-coincements alternés se perpétrait un grand nombre de fois, ce qui permettait une certaine ductilité. Ce phénomène expliquerait comment les spécimens de poutre n'ont pu surpasser le moment plastique de leur section tout en liant leur ductilité globale à l'excédant de longueur de développement.

Les spécimens P2000 et P3000 ont également présenté des comportements hors de l'ordinaire. En effet, pour ces deux spécimens, la charge ultime a été de 8% et 19% supérieure à la charge plastique anticipée par le calcul de la plastification de leur section (plastification des armatures). Comme il en a été question à la section 4.2.5, il semblerait que le coincement partiel des appuis à rotule soit à l'origine de cette résistance supplémentaire. Ce coincement aurait permis aux spécimens de développer un effet d'arc ce qui a eu pour effet d'augmenter leur capacité. Un fait qui confirme cette hypothèse est que ces deux spécimens n'ont présenté qu'une faible plastification de leurs armatures longitudinales, avec 200 et 622  $\mu\epsilon$  de déformation résiduelle respectivement. Cette observation fut possible en partie parce que les valeurs de déformations n'étaient prises qu'à un seul endroit le long de l'armature, soit au centre de la travée. Les spécimens dont il est question étant les plus longs de leur catégorie, les

spécimens étaient les plus susceptibles de présenter une fissuration plus importante, ce qui permettait aux armatures de se coincer localement sous l'influence de la rotation excessive présente autour des dites fissures.

Dans le même ordre d'idée, l'importance du glissement observé a également permis de réduire les déformations dans les armatures et a ainsi permis une ductilité globale du spécimen sans que les armatures ne subissent de déformations importantes.

L'aspect général des ruptures observées avait l'allure d'une rupture en flexion-cisaillement des spécimens. Cependant la rupture était très ponctuelle: souvent, seulement une fissure importante était présente de part et d'autre de la poutre. Par le passé, dans l'étude des poutres, une grande quantité de ruptures d'adhérence furent attribuées à tort à des ruptures en cisaillement (Ferguson & Matloob, 1959; Taub & Neville, 1960; Baron, 1966). Dans le cas de la présente étude, deux caractéristiques des spécimens confectionnés permettaient de ne laisser aucun doute quant à l'origine de la rupture. Tout d'abord, tous les spécimens étaient fortement armés en cisaillement. Deuxièmement, toutes les ruptures ont été observées du côté où les armatures étaient ancrées par adhérence, l'autre partie des armatures étant solidement ancrée mécaniquement.

Tel que cité plus tôt à propos des essais d'arrachement, une longueur de développement trop courte peut entraîner une diminution substantielle de la charge que peut supporter une armature. Dans une poutre, les barres sont entièrement noyées, la longueur de développement devient alors la longueur d'armature située entre le point où le moment est maximum et le point où celui-ci est nul ou encore le point où les armatures se terminent. Par conséquent, la présence d'une fissure peut venir réduire la longueur effective d'ancrage. Il se produit alors une rupture issue de la combinaison du cisaillement et de la perte d'ancrage. Le phénomène est le suivant: lors de la

sollicitation. la charge sur la poutre augmente et, par conséquent, le cisaillement et l'effort de traction dans l'armature augmentent eux aussi. Lorsqu'une fissure de flexion-cisaillement se produit à un endroit de sorte que la longueur d'ancrage des aciers longitudinaux se trouve réduite, ceux-ci perdent ancrage et glissent. Ce glissement provoque l'ouverture de la fissure et la contribution du béton, dans la reprise de l'effort tranchant, est considérablement diminuée à l'endroit de cette fissure. Si la quantité d'armature transversale est insuffisante pour compenser la perte de contribution du béton, une rupture en cisaillement se produit.

## **5.2 Influence du type de sollicitation**

Tel qu'il en a été question à la section 2.2, le type de spécimen utilisé pour obtenir la contrainte d'adhérence influence la valeur obtenue. En effet, l'état de contrainte du béton entourant l'armature dans la zone où celle-ci se trouve ancrée semble avoir un effet important. Tel que supposé à partir des conclusions d'études antérieures, la contrainte d'adhérence obtenue des essais d'arrachement semblait inférieure à celle obtenue des spécimens de poutre. Il en résulte une longueur de développement plus importante et donc plus sécuritaire si celle-ci est obtenue de résultats d'essais d'arrachement. De plus, l'état de contrainte rencontré dans les spécimens de poutre ne s'applique qu'aux armatures prenant ancrage dans les zones d'appuis, là où le béton présente un état de contrainte de compression transversale. Dans tous les autres types d'essai, aciers de flexion négative, armatures interrompues en travée, armatures de cisaillement, etc., une valeur d'adhérence issue d'un essai de poutre conventionnel pourrait mener à une surévaluation de la capacité et à une sous-estimation des longueurs d'ancrage. On doit cependant différencier l'effet de l'état de contrainte local du béton dans la zone d'ancrage sur des armatures crénelées et ce même effet sur des armatures lisses. En effet, les nervures en saillie des armatures crénelées provoquent des contraintes localisées de traction et en contrepartie bénéficient beaucoup plus d'un état

avoisinant de compression que dans le cas des armatures lisses où le lien d'adhérence crée des contraintes de traction plus uniformes et par conséquent moins susceptibles de provoquer une rupture par éclatement. L'état de contrainte du béton dans les zones d'ancrage présente donc un effet réduit sur les résultats d'essais sur des barres lisses.

Si on ajoute à ceci que les essais de flexion réalisés au laboratoire sont réalisés sur des poutres de petite dimension (en comparaison avec les poutres réelles retrouvées dans les ponts), il est fort probable que dans les structures réelles l'effet bénéfique de la courbure et du coincement des poutres seraient d'une magnitude moindre.

Par conséquent, une détermination expérimentale de la longueur de développement par l'intermédiaire d'une série d'essais d'arrachement semble plus appropriée, surtout en ce qui concerne le cas spécifique des armatures lisses non-ancrées dans les zones d'appuis.

### **5.3 Influence de la longueur noyée**

Comme il a été cité au début de ce chapitre, la longueur noyée ou encore longueur de développement fournie pour des armatures lisses, ne semble pas être directement liée à la capacité d'une armature à développer sa pleine capacité plastique.

Dans le cas des spécimens d'arrachement ou de la poutre avec lit d'armature simple (spécimen P3000), la longueur de développement, aussi grande soit-elle, n'a pas semblé fournir un ancrage suffisant pour permettre d'excéder suffisamment la limite élastique de l'armature et d'observer une rupture en traction suite à un écrouissage de l'acier. Dans le cas des spécimens d'arrachement, même une longueur de développement excédentaire de 67% n'a pas permis d'observer une rupture par

écoulement de l'acier. Par contre, l'augmentation de la longueur noyée a eu une influence marquée sur le niveau de ductilité caractérisant la rupture des spécimens.

Dans le cas des spécimens de poutre, certains spécimens présentant une longueur de développement très faible ont tout de même présenté des traces de plastification de leur armature longitudinale, malgré que cette plastification semble avoir eu lieu lors de coincements, principalement causés par l'état de compression des zones d'ancrage. Un fait certain est que dans tous les cas et, tout particulièrement, dans celui des poutres en flexion, la ductilité obtenue suite à la rupture d'adhérence était proportionnelle à la longueur de développement.

#### **5.4 Influence de l'ancrage mécanique**

De tous les paramètres, le type d'ancrage fourni aux armatures était celui qui possédait le plus d'importance. L'influence de l'ancrage mécanique est sans nul doute celle qui avait des répercussions les plus importantes. On n'a qu'à observer la figure 4.29 pour être convaincu de l'effet bénéfique de l'ancrage mécanique en regard de la résistance et de la fissuration. Cette figure présente d'une façon juxtaposée le schéma de fissuration ainsi que le schéma des armatures et on y voit clairement l'influence de l'ancrage mécanique: une fissuration plus fine, moins sévère et mieux répartie. Dans tous les spécimens de poutre que comportait cette étude, incluant le spécimen avec lit d'armature interrompu, les ruptures ont toujours eu lieu dans les zones où les armatures étaient ancrées par adhérence, sans ancrage mécanique.

Malgré un très bon comportement, par rapport à l'ancrage par adhérence, les ancrages mécaniques ne possèdent pas un comportement idéal. En effet, le contrôle de la fissuration que propose l'ancrage mécanique n'est pas complet. On rapporte dans plusieurs ouvrages, dont celui de Mylrea (1948), que l'ancrage mécanique permet

malgré tout à l'armature de se déplacer (glisser) et donc d'engendrer une fissuration excessive. Cependant, les déplacements permis par un ancrage mécanique sont de beaucoup inférieurs à ceux observés pour les ancrages par adhérence.

Finalement, une attention toute particulière doit être apportée aux détails de dimensionnement relatifs aux ancrages mécaniques, un rayon de courbure trop faible ou au contraire trop important peuvent en réduire l'efficacité et fournir une fausse impression de sécurité. Un rayon trop faible peut provoquer la perte de la membrure par éclatement du béton, tout spécialement si le béton considéré est de piètre qualité ou encore si celui-ci présente des granulats à faible densité. À l'autre extrême, un rayon de courbure trop important aura pour effet de laisser l'armature glisser en se déroulant à son extrémité recourbée. Cet effet est accentué si les armatures présentent une surface très lisse et peut être contré si l'ancrage présente un rayon variable.

### **5.5 Influence de l'interruption d'un lit d'armature**

Tout d'abord, c'est en 1963 que le code américain (*ACI*) présentait pour la première fois des dispositions afin de contrer les effets néfastes de l'interruption d'un lit d'armature en travée. Par ce fait même, la communauté ingénieurs admettait que ces zones présentaient des problèmes de comportement. Initialement attribuées uniquement à la résistance en cisaillement des spécimens, certaines évidences laissèrent supposer que le comportement pouvait être dicté par une combinaison de l'effort tranchant et de l'ancrage des armatures de flexion.

Une autre conclusion provenant de la littérature (Ferguson & Matloob, 1959; Baron, 1966) est que le problème de comportement dans la zone d'interruption semble accentué si les armatures sont de type lisse. Ceci est dû au fait que la zone perturbée ne fournit pas suffisamment d'ancrage pour permettre à ce type d'armature de se comporter de façon efficace et donc de transmettre de façon adéquate les efforts. De plus, une remarque a été faite à propos des poutres faiblement armées en cisaillement, faisant état d'une réduction ponctuelle pouvant aller jusqu'à 33% de la résistance en cisaillement dans les zones d'interruption d'armature.

Malgré que le volet expérimental de la présente étude ne comportait qu'un seul spécimen avec un lit d'armature interrompu, l'influence de ce paramètre peut tout de même être mis en évidence sans qu'il ne soit possible de tirer de conclusions généralisées à tous les cas. En s'appuyant sur les conclusions de l'étude effectuée en 1966 par Baron et sur les observations effectuées lors du programme expérimental, il a en effet été possible de tirer les grandes lignes du comportement d'une poutre lié à l'interruption des armatures en travée.

Lors de la sollicitation du spécimen P4900, les premières fissures à apparaître sur le spécimen, tant du côté où les armatures présentaient un ancrage par adhérence que de celui présentant un ancrage mécanique, se trouvaient à l'endroit où était interrompu le lit d'armature supérieur. Cette zone semblait une zone privilégiée pour qu'apparaisse une rupture combinant effort tranchant et rupture d'adhérence. La rupture globale du spécimen qui fut observée à cet endroit précis comportait une ouverture importante de fissure et une rotation ponctuelle significative.

Comme il en a été question au chapitre 4 à propos du comportement de l'armature dans la zone où les armatures étaient interrompues, il semblerait qu'une variation locale subite de la rigidité ou qu'un problème de transfert d'effort d'un lit

d'armature à l'autre soit à l'origine du comportement particulier de la poutre dans cette zone. Dans le cas du spécimen P4900, un phénomène supplémentaire a eu lieu, soit une redistribution des efforts et l'observation d'une seconde zone de rupture à quelques centimètres de la première zone, toujours dans la zone où étaient interrompues les armatures. De surcroît, le spécimen P4900 possédait une armature transversale plus importante que celle normalement observée dans les poutres réelles des ponts du milieu du siècle. Cependant aucun resserrement de l'espacement des étriers n'avait été effectué dans la zone considérée afin que le phénomène puisse tout de même être observé. Si l'espacement des étriers avait été effectué conformément à une norme en vigueur entre 1930 et 1950, la rupture aurait probablement été dominée par une rupture plus subite due au cisaillement.

Il est clair que les zones où sont interrompues les armatures sont des zones à risque. Le type de rupture observé dans ces zones semble être un couplage de rupture d'ancrage et de cisaillement. En ce qui concerne le comportement de ces zones très particulières, certaines conclusions s'imposent. Ces zones devraient être étudiées plus spécifiquement, surtout si ces dernières sont situées dans une poutre faiblement armée en cisaillement.

Une dernière remarque doit être faite à propos de l'interruption de l'armature longitudinale. Une pratique disparue aujourd'hui, mais très fréquente au début du siècle, était d'interrompre l'armature longitudinale en la repliant vers le haut de la poutre, transformant l'armature en moment positif en une armature de moment négatif sans interrompre physiquement les barres. Dans la zone de transition où les barres sont inclinées, celles-ci contribuent directement à la résistance à l'effort tranchant. Dans son étude Baron (1966) stipule que cette façon de faire ne provoquait pas la faiblesse de résistance à l'effort tranchant à l'endroit de l'interruption.

## 5.6 Longueur de développement observée

Le but ultime de tous les essais ainsi que de toutes les analyses réalisées dans cette étude était de jeter un regard critique sur la longueur de développement nécessaire pour les armatures de type lisse d'un diamètre généralement utilisé dans la construction d'ouvrages d'art avant les années 1960. Cette étude avait pour objectif principal de déterminer une longueur de développement adéquate qui puisse être utilisée lors d'évaluation de structures existantes, principalement des poutres de ponts. De prime abord déterminée à partir de la compilation d'essais antérieurs, cette valeur fut utilisée lors des essais que comportait le programme expérimental de l'étude. Cette longueur de développement fut étudiée sous plusieurs aspects, et les résultats quant à sa validité furent exprimés sous diverses formes.

La plus simple conclusion qui puisse être tirée de l'étude du comportement observé lors des essais réalisés est que la longueur de développement de base, de 1200 mm, fournie aux armatures lisses de 25.4 mm de diamètre, fut suffisante pour permettre à ces dernières d'atteindre leur capacité plastique. Cependant cette longueur, ni même une longueur supérieure, ne permit d'obtenir de grandes déformations plastiques dans les essais de flexion.

Dans certains spécimens, principalement les spécimens de poutre, cette longueur de développement sembla excessive car des spécimens ne présentant qu'une fraction de cette valeur furent malgré tout en mesure de développer leur capacité plastique. Plusieurs explications furent apportées quant à l'origine de ces plastifications et des phénomènes qui furent dans la plupart des cas mis en cause.

Comme il en a été question relativement à la comparaison faite entre les résultats obtenus de spécimens d'arrachement et de poutre, la condition du béton entourant l'armature influence grandement la contrainte d'adhérence qui peut être développée. Une grande prudence quant aux armatures ancrées à l'intérieur de zones non-comprimées est recommandée. En effet, si le béton dans lequel se trouve noyée une armature est libre de contraintes de compression, comme c'est le cas pour les armatures interrompues en travée, l'adhérence pouvant être développée par celle-ci se trouve amoindrie. La même remarque s'applique aux armatures étant ancrées sous un couvert considérable, diminuant l'état de compression radiale de l'armature, le couvert réduit également la capacité de cette dernière.

Finalement la longueur de développement de 1200 mm ainsi que toutes les valeurs excédant cette dernière et qui furent utilisées lors des essais démontrent bien que la plastification des armatures était possible pour une telle longueur ou une valeur supérieure. Comme une seule valeur inférieure à 1200 mm fut étudiée lors des essais d'arrachement, soit 800 mm, il est difficile de statuer sur la capacité qu'aurait été en mesure de développer une même armature avec une longueur noyée de 1000 ou 1100 mm. En contrepartie, il est facile d'extrapoler de la capacité des essais de 800 mm puisque ceux-ci ne furent en mesure de développer que 40% de la capacité plastique des armatures et présentèrent des ruptures subites. La capacité d'une armature possédant moins de 1200 mm est aussi réduite qu'imprévisible.

Bien qu'une valeur de longueur de développement ( $\ell_{dev}$ ) de 1200 mm puisse paraître suffisante pour développer la capacité d'une barre de 25,4 mm de diamètre ayant une limite élastique de 325 MPa, cette valeur ne tient pas compte de la variabilité des résistances, d'autant plus que très peu d'essais ont été effectués dans le cadre de ce projet

et qu'aucune valeur expérimentale répertoriée dans la littérature portait sur des barres de diamètre supérieur à 19,05 mm, ceci dû aux limites des équipements utilisés dans les laboratoires dans les années 1950. La prochaine section présente une formulation basée sur une approche similaire à celle adoptée dans les normes de conception aux états limites en vigueur au Canada.

## 5.7 Longueur de développement de calcul

Afin de déterminer la longueur de développement à utiliser pour les calculs, il faut identifier les paramètres qui ont une influence sur la longueur d'ancrage et déterminer leur variabilité statistique.

### 5.7.1 Formulation de la longueur de développement ( $\ell_{dev}$ )

Toutes les normes qui traitent de l'ancrage des barres lisses droites (ACI 1950, Euro-Code 1992, norme Suisse SIA 162 1989) adoptent la formulation suivante:

$$\ell_{dev} = \frac{1}{4} \frac{f_y d_b}{\tau_a} \quad [5-1]$$

Si on exprime cette équation en introduisant un coefficient de tenue appliqué à la contrainte d'adhérence,  $\phi_a$ , on obtient alors:

$$\ell_{dev} = \frac{1}{4} \frac{f_y d_b}{\phi_a \tau_a} \quad [5-2]$$

Les paramètres qui influencent la résistance sont la contrainte  $\tau_a$  (ou tout mécanisme d'adhérence), le diamètre des barres (si  $d_b \kappa \Rightarrow A_s \kappa \Rightarrow \tau_f \kappa$ ) et la limite élastique ( $f_y$ ) de l'armature (si  $f_y \kappa \Rightarrow \tau_f \kappa$ ). Donc  $\phi_a$  devra tenir compte de ces 3 paramètres.

### 5.7.2 Formulation du coefficient de tenue de l'adhérence ( $\phi_a$ )

La philosophie adoptée pour déterminer les coefficients de variabilité ( $\phi$ ) est exposée par MacGregor (1970) et Mirza et MacGregor (1982).

On a:

$$\overline{R} e^{-\beta \alpha V_r} \geq \overline{U} e^{+\beta \alpha V_u} \quad [5-3]$$

- où  $\overline{R}$  = résistance moyenne;  
 $\overline{U}$  = effet moyen des charges;  
 $\alpha$  = coefficient de séparation (qui permet mathématiquement de découpler les 2 côtés de l'équation:  $\alpha=0,75$ );  
 $\beta$  = indice de sécurité;  
 $V_r$  = coefficient de variation de la résistance;  
 $V_u$  = coefficient de variation de la sollicitation.

On exprime le côté gauche de l'équation [5-3]:

$$\phi = \gamma_r e^{-\beta \alpha V_r} \quad [5-4]$$

$$\text{où } \gamma_r = \frac{\overline{R}}{R} \quad [5-5]$$

Avec  $R$  = résistance nominale

Dans le cas présent, comme la limite élastique de l'acier ( $f_y$ ) et le diamètre de l'armature ( $d_b$ ) ont des effets opposés par rapport à la contrainte d'adhérence ( $\tau_a$ ) et à la longueur de développement ( $\ell_{dev}$ ), on exprime la résistance par unité de force de sollicitation requise.

Donc  $R = \text{Résistance unitaire} = \text{Résistance de l'ancrage} / \text{Force appliquée}$

$$R = \frac{\ell_a \cdot \pi \cdot d_b \cdot \tau_a}{\pi \cdot d_b^2 / 4 \cdot f_y} \quad [5-6]$$

$$R = \frac{4 \ell_a \cdot \tau_a}{d_b \cdot f_y} \quad [5-7]$$

Par conséquent:

$$\overline{R} = \frac{4 \overline{\ell_a} \cdot \overline{\tau_a}}{\overline{d_b} \cdot \overline{f_y}} \quad [5-8]$$

Ainsi  $\gamma_r$  devient:

$$\gamma_r = \frac{\frac{\overline{\ell_a} \cdot \overline{\tau_a}}{\overline{d_b} \cdot \overline{f_y}}}{\frac{\overline{d_b} \cdot \overline{f_y}}{\overline{d_b} \cdot \overline{f_y}}} = \frac{\rho_{\ell_a} \cdot \rho_{\tau_a}}{\rho_{d_b} \cdot \rho_{f_y}} \quad [5-9]$$

Dans l'analyse statistique des résultats, la valeur de la contrainte d'adhérence a été choisie égale à l'unité ( $\tau_a = 1.00$  MPa) de sorte que  $\rho_{\tau_a}$  soit directement la valeur de la contrainte moyenne calculée à partir de chaque groupe d'essais. La valeur de  $\rho_{\ell_a}$

$(\bar{\ell}_a / \ell_{a \text{ (spécifié)}})$  a été prise comme étant égale à 1,00 tel qu'il est recommandé dans les cas où aucune donnée spécifique n'est disponible (MacGregor, 1970). La variance relative à la longueur d'ancrage ( $V_{l_a}$ ) a été prise comme égale à la variance usuelle utilisée pour les dimensions des pièces de béton, soit  $V_{l_a} = 0,025$  (MacGregor, 1970). Toujours selon MacGregor, on a attribué à la dimension des aciers la valeur des paramètres de l'aire des armatures:

$$\rho_{db} = \rho_{As} = 1,00$$

$$V_{db} = V_{As} = 0,060$$

$$\rho_{fy} = 1,03$$

$$V_{fy} = 0,070$$

### 5.7.3 Paramètres statistiques

Afin de déterminer une longueur de développement qui reflète les valeurs répertoriées dans la littérature ainsi que les valeurs relevées de la partie expérimentale de ce mémoire, une compilation des valeurs de certains paramètres est présentée au tableau 5.1.

**Tableau 5.1: Distribution statistique des paramètres de l'étude**

$f_y$	$d_b$	$\bar{\ell}_{essais}$	$\bar{\tau}_{essais}$	$V$
325	6.35	134	3,85	0,137
325	9.53	284	2,73	0,142
325	15.88	381	3,39	0,172
325	19.05	687	2.25*	0,120
323	25.40	1191	1.66*	0,031**
		moyenne	1,96	0,143

\* Valeurs retenues puisque la surface des armatures plus petites n'est pas représentative des armatures étudiées.

\*\* Valeur omise de la moyenne puisque provenant d'un échantillon trop petit.

Il est à noter que seules les valeurs de contraintes issues des essais réalisés sur des armatures de 19.05 mm et 25.40 mm ont été retenues parce que ces armatures présentaient une surface similaire à l'armature étudiée. En effet, les armatures de plus petite dimensions étaient souvent tréfilées à froid ou du moins fabriquées selon une méthode qui leur conférait une surface beaucoup plus lisse et par conséquent une contrainte d'adhérence réduite. Dans un même ordre d'idée, la valeur de la variance des valeurs d'adhérence relative aux armatures de 25,4 mm a été omise du calcul car elle était issue d'un échantillon ne comptant pas suffisamment d'essais distincts, les seuls essais étant ceux du présent projet expérimental. L'utilisation d'une valeur et l'omission d'une autre provenant du même échantillon, celui des armatures de 25,40 mm de diamètre, est possible et acceptable dans les calculs pour une raison simple: la valeur d'adhérence est calculée à partir d'un nombre suffisant de spécimens pour être considérée valide et représentative mais ce même nombre de spécimen étant très réduit comparativement au nombre d'essais répertoriés lors de la revue bibliographique, sa variance n'est pas représentative des essais réalisés sur des armatures de 25,40 mm de diamètre en général.

Dans le cas de paramètres qui sont multipliés, la variance du produit des paramètres est égale à la racine carrée de la somme des carrés des variances de ces paramètres (MacGregor, 1970). On obtient donc la valeur de variance spécifique pour la longueur d'ancrage:

$$V_a = \sqrt{V_{\tau_a}^2 + V_{f_y}^2 + V_{d_b}^2} \quad [5-10]$$

Alors:

$$V_a = \sqrt{(0,143)^2 + (0,060)^2 + (0,070)^2} = 0,170$$

Selon l'équation [5-9], on obtient pour la variance de la résistance:

$$\gamma_r = \frac{(1,00) \times (1,96)}{(1,00) \times (1,03)} = 1,90$$

On obtient finalement pour le coefficient de variabilité de la résistance (équation [5-4]):

$$\phi = (1,90) e^{-(0,75) \times \beta \times (0,170)}$$

$$\phi = (1,90) e^{-(0,128) \times \beta}$$

En insérant les résultats dans l'équation [5-2] donnant la longueur de développement d'une armature, on obtient:

$$\ell_{dev.} = \frac{1}{4} \frac{d_b f_y}{(1,90) e^{-(0,128) \times \beta} \times (1,00)}$$

$$\ell_{dev.} = (0,132) e^{(0,128) \times \beta} d_b f_y \quad [5-11]$$

Le tableau 5.2 présente, en fonction des valeurs de  $\beta$ , les valeurs obtenues à partir de l'équation [5.11] pour une armature de 25.40 mm de diamètre.

**Tableau 5.2: Longueur de développement en fonction de l'indice de sécurité pour une armature de 25,4 mm.**

Indice de sécurité ( $\beta$ )	Longueur de développement (mm)
2,50	1501
2,75	1549
3,00	1600
3,25	1652
3,50	1706
3,75	1761
4,00	1818
4,25	1877
4,50	1938

#### 5.7.4 Comparaison avec les équations des normes

Dans cette dernière section, nous allons comparer les équations couramment utilisées par certaines normes pour déterminer les longueurs de développement des armatures lisses avec l'équation déterminée à la section précédente (équation [5-11]). Les équations utilisées pour les fins de cette comparaison sont: un ancien code ayant été abondamment utilisé pour la conception de ponts en Amérique du Nord, le code ACI 1950, un code contemporain, l'Euro-Code (ENV-1992-1) et enfin une équation issue d'une étude similaire à notre étude menée en 1925 par F.W. Taylor et al. Pour fins de comparaison, une valeur de coefficient de sécurité ( $\beta$ ) de 3,75 a été choisie et insérée dans l'équation [5-11], cette valeur étant la valeur la plus généralement associée aux ruptures fragiles.

$$\ell_{dev} = 0.213 d_b f_y \quad [5-12]$$

#### 5.7.4.1 Équation proposée par la norme ACI 1950

Probablement une des normes les plus utilisées au milieu du siècle et surtout une norme utilisée pour la conception de plusieurs ponts visés par la présente étude, la norme ACI 1950 proposait une équation ayant la même forme que celle proposée dans le chapitre 5. Toutefois, la méthode de calcul utilisée à l'époque étant la méthode des contraintes admissibles, les valeurs de contraintes proposées dans cette norme contenaient donc un facteur de sécurité. L'équation proposée était:

$$\ell_{dev} = \frac{d_b f_y}{4 \tau_a} \leq 0,245 d_b f_y \quad [5-13]$$

avec  $\tau_a = 0,045 f'_c \leq 1,02 \text{ MPa}$

Il est à noter que l'équation de la norme ACI 1950 donne une valeur 15% supérieure à celle calculée à partir des résultats expérimentaux de la présente étude, cependant comme ces valeurs contenaient un facteur de sécurité, il est évident que la longueur de développement calculée par cette méthode donne des valeurs plutôt conservatrices.

#### 5.7.4.2 Équation proposée par l'Euro-Code (ENV-1992-1)

En vigueur depuis 1992, le code Européen Euro-Code (ENV-1992-1) est utilisé dans la plupart des pays de l'Europe-Unie. L'équation qu'il propose est également de la même forme que celle de notre étude et de surcroît, les valeurs utilisées ne contiennent pas de facteurs de sécurité puisque le calcul est également fait aux états limites ultimes. L'équation proposée est la suivante:

$$\ell_{dev} = \frac{d_b}{4} \frac{f_y}{f_{bd}} \quad [5-14]$$

avec  $f_{bd}$  fonction de qualité de l'armature et du béton (1,2 pour des barres lisses et du béton de 25 MPa).

L'équation [5-14] devient donc:

$$\ell_{dev} = 0.208 d_b f_y \quad [5-15]$$

La valeur de longueur de développement proposée est donc sensiblement la même que la valeur trouvée avec les valeurs expérimentales de notre étude, soit 2% inférieure. Cette différence peut être issue de plusieurs facteurs, notamment le niveau de sécurité ( $\beta$ ) choisi et le nombre d'essais utilisés pour la détermination des paramètres.

### 5.7.4.3 Équation proposée par l'étude de F.W. Taylor et al. (1925)

L'étude de F.W. Taylor menée en 1925 portait sur la qualité de l'adhérence béton-acier. Ses conclusions, similaires à celles présentées par la présente étude, proposaient une équation qui permettait la détermination d'une longueur de développement pour les armatures lisses:

$$\ell_{dev} = \frac{d_b f_y}{4 u} \quad [5-16]$$

avec  $u = 0,04f_c$

Donc avec un béton de 25 MPa:

$$\ell_{dev} = 0,250 d_b f_y \quad [5-17]$$

Encore une fois, l'étude de F.W. Taylor utilisait des valeurs de contraintes admissibles et l'équation proposée reflète bien cette méthode, un facteur de sécurité était inclus dans la contrainte d'adhérence admissible mais la valeur de la longueur de développement obtenue avec l'équation est tout de même très similaire à la valeur obtenue par la méthode ACI 1950 et est donc sensiblement conservatrice.

#### 5.7.4.4 Résumé et application à l'évaluation des ponts

La comparaison de l'équation déterminée lors de la présente étude avec les équations proposées dans les autres normes et études démontre que les résultats obtenus sont valides. Cependant, la comparaison démontre également que mise à part la norme Européenne, les normes et études plus anciennes utilisant la méthode des contraintes admissibles sont plutôt conservatrices. Finalement, afin de pouvoir appliquer les équations présentées ici à l'évaluation de la capacité d'une structure existante, une hypothèse primordiale doit demeurer à l'esprit, soit l'état général de la poutre. En effet, les armatures lisses, tout comme les autres types d'armatures sont sensibles à la qualité du béton avoisinant qui doit être sain. La qualité du béton est d'autant plus primordiale pour les armatures lisses puisque l'adhérence béton-acier est le seul mécanisme résistant aux efforts externes.

Le but premier de l'évaluation de la longueur d'ancrage des armatures lisses est de permettre l'évaluation adéquate des ponts existants. Au Canada, cette évaluation est réalisée à l'aide du Chapitre 12 de la norme S6-M88 (CSA 1988). Tel qu'il en a été questions aux chapitres précédents, de nombreuses ruptures observées sur des ponts existants ont laissé présumer qu'une lacune quant à la longueur de développement des armatures de flexion pouvait être en cause. Plusieurs ont mis en doute la méthode utilisée par la norme S6-M88, supposant que cette dernière était inadéquate ou encore préconisant que le dimensionnement original des ponts était déficient.

À la lumière des résultats de la présente étude, seule la pratique généralement admise de calculer les longueurs de développement d'une armature crénelée de section équivalente à l'armature lisse considérée en utilisant l'équation de la norme CSA A23.3-94 et de doubler par la suite la longueur ainsi calculée, ne donne pas des résultats satisfaisants. En effet, cette méthode quoique adéquate et pratique pour des armatures de petites dimensions, ne convient pas aux calculs pour les armatures plus grosses généralement utilisées dans les ouvrages d'art. Dans le même ordre d'idée, l'équation [5-12] démontre que les méthodes utilisées pour déterminer les longueurs de développement des armatures lisses tant à l'époque de la construction (ACI 1950) que les méthodes récentes telle l'Euro-Code (ENV-1992-1) semblent réalistes et efficaces, ces dernières peuvent donc être utilisées sécuritairement dans l'évaluation de ponts existants.

Il demeure cependant une zone grise quant au comportement global des ponts construits pendant les années 40 et 50. Il semblerait que certains d'entre eux présentent des pertes de capacité et une fissuration importante qu'il est impossible d'expliquer ou de prédire avec les méthodes utilisées actuellement. Ce comportement serait attribuable à la perte de contribution du béton à la résistance à l'effort tranchant mais cette théorie est élaborée plus en détail au prochain chapitre.

## CHAPITRE 6

### MÉTHODE DE CALCUL PROPOSÉE

Tel que cité dans les chapitres précédents, la capacité des poutres est affectée par la longueur de développement disponible pour leurs armatures. Le présent mémoire propose une méthode simple et efficace afin de déterminer la longueur de développement propre d'une armature lisse et ainsi calculer la capacité de certaines membrures. Le sixième chapitre de ce mémoire présente cette méthode de calcul ainsi qu'une programmation de cette méthode. Finalement une application de calcul simplifiée est effectuée sur un spécimen de poutre représentatif des poutres rencontrées dans les ouvrages d'art.

#### 6.1 Présentation de la méthode proposée

En regard de la dimension importante des armatures traitées dans la présente étude, les poutres considérées possèdent généralement de grandes portées et sont d'une façon générale représentatives des poutres de pont. Par conséquent, les poutres calculées dans ce chapitre sont plutôt sollicitées principalement en flexion, plutôt qu'en cisaillement, malgré que certaines d'entre elles semblent démontrer des problèmes de résistance à l'effort tranchant. De plus, la capacité d'une poutre de pont est affectée par le type de sollicitation. Les charges mobiles qu'elles supportent induisent des enveloppes d'efforts qui dépendent de l'interaction entre la géométrie du pont et celle du camion de sollicitation.

De surcroît, les charges de voie et les charges distribuées peuvent être dans certains cas importantes et contribuer à faire augmenter le moment de sollicitation ( $M_f$ ) très rapidement en zone d'appui où les barres d'armature sont ancrées. Pour des fins de démonstration, le calcul de la capacité d'une poutre fictive a donc été établi selon la méthode proposée par la norme CSA-A23.3-M94. Tout d'abord, la sollicitation en flexion ( $M_f$ ) a été établie en utilisant le camion le plus communément utilisé pour la conception au Québec, le QS-660 ainsi que le poids propre du pont, résumé à sa plus simple expression, soit le poids propre des poutres, de la dalle, de l'enrobé bitumineux, de deux chasse-roues et, finalement, de deux glissières de sécurité (Type 43). Il est à noter que dans le but de simplifier l'exercice, seule la capacité structurale de la poutre (flexion et cisaillement) a été étudiée ici et qu'aucune considération n'a été apportée aux phénomènes de second ordre (flèche, torsion, etc.).

L'effort de flexion ( $M_f$ ) ainsi calculé est ensuite utilisé dans le calcul de la résistance en cisaillement ( $V_r$ ). Cette évaluation de la résistance en cisaillement est calculée avec la méthode générale (article 11.4, CSA-A23.3-M94). Ensuite, une comparaison de la résistance à l'effort tranchant calculée et de la sollicitation réelle est faite pour présenter les différences entre le calcul avec des armatures lisses et le calcul avec des armatures crénelées. Une méthode est finalement proposée pour permettre l'évaluation plus précise des poutres armées avec des armatures lisses.

Tous les calculs présentés dans ce chapitre ne s'appliquent qu'aux poutres armées avec de l'armature conventionnelle, par conséquent toutes les équations présentées font abstraction des termes liés à la précontrainte.

### 6.1.1 Utilisation du support informatique

Le calcul de la résistance d'une poutre utilisant la méthode générale est intimement lié au type de sollicitation et à la géométrie de la section. La plate-forme de calcul se doit donc de permettre les deux calculs, efforts et résistance, simultanément. Ce type de calcul étant itératif, la rapidité et l'efficacité d'un support informatique est tout indiquée. L'utilisation du support informatique permet également par sa versatilité de raffiner certains calculs, notamment de faire varier, dans les calculs de résistance à l'effort tranchant, l'espacement des étriers en fonction de la trajectoire de la fissure ou encore de modifier la contribution de certains paramètres tels la résistance du béton.

Finalement, le caractère interactif de ce média permet, par l'intermédiaire de graphiques et de tableaux, de visualiser directement les effets de certaines modifications de géométrie et de conditions de chargement pour enfin pouvoir comparer sur un même graphique la sollicitation et la résistance d'un spécimen de poutre. Pour effectuer les calculs des efforts de sollicitation ainsi que des résistances tout en conservant un aspect convivial, le logiciel adopté se doit d'être facile d'utilisation. De plus, les nombreuses variantes envisageables pour des calculs ultérieurs nécessitent que le logiciel utilisé soit "malléable".

Les présentations graphiques doivent également être aisées et rapides et comme les calculs, quoique nombreux, ne sont pas d'une grande complexité, le choix d'un logiciel de type chiffrier est très approprié. Nous avons donc choisi Microsoft Excel 6.0.

Les avantages de ce logiciel outre sa grande accessibilité, ses menus conviviaux et son interface graphique simple est la présence de son langage informatique adapté VBA (Visual Basic pour Application) qui permet la programmation directe de la partie

itérative du calcul de la résistance au cisaillement selon la méthode générale. Finalement, sa grande compatibilité avec d'autres logiciels et sa gamme étendue de fichiers de sortie possibles en faisait un logiciel intéressant pour l'utilisation ultérieure des résultats.

### 6.1.2 Géométrie du pont et de la section

La poutre utilisée pour les calculs est simplement supportée et a une portée de 20,0 m, ce qui est représentatif des poutres utilisées dans les ponts de faible à moyenne portée. La résistance du béton, fixée à 25 MPa, est également représentative de la résistance réelle rencontrée en pratique pour les ponts de cette époque.

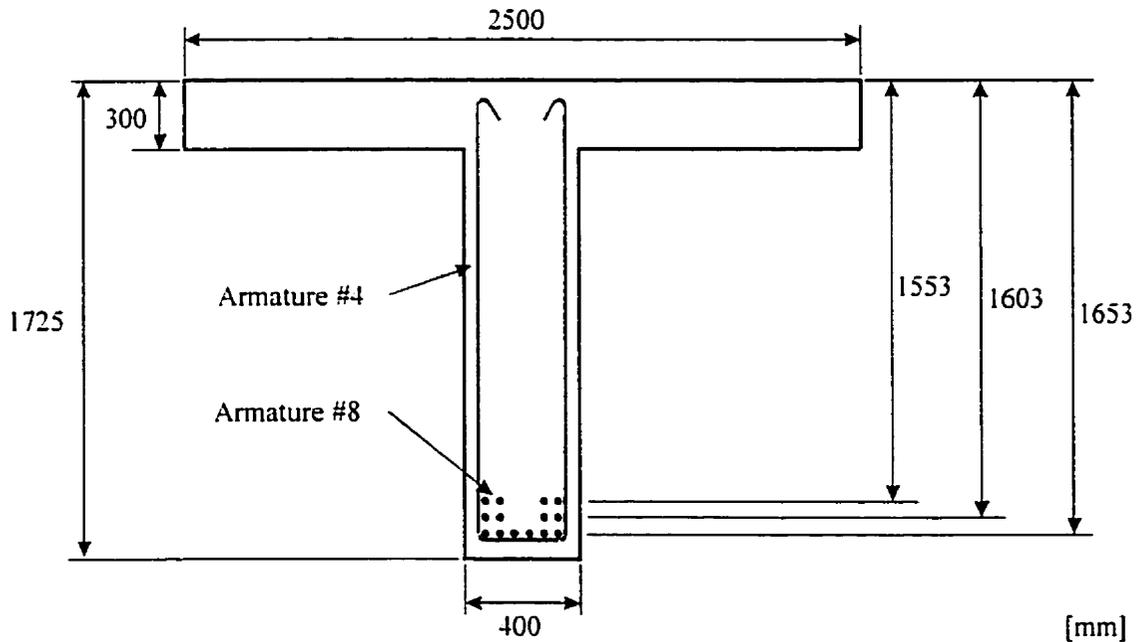
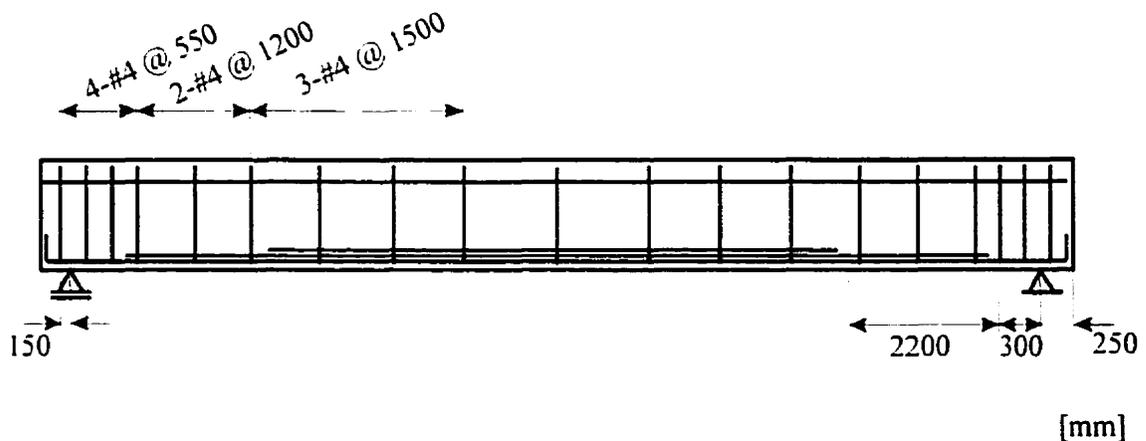


Figure 6.1: Propriétés de la section de la poutre de calcul.

Il est à noter qu'aucune armature de compression n'a été prise en compte dans les calculs de la résistance et que les facteurs de pondération sont ceux proposés par la norme canadienne de pont (CAN/CSA-S6-88).

La dimension des aciers longitudinaux de flexion a été déterminée comme étant des armatures #8 (25,4 mm de diamètre) et leur limite élastique a été établie à 325 MPa ceci afin de créer un lien direct avec les armatures de la présente étude. Leur disposition en trois rangs a été établie telle que présentée à la figure 6.2. La distribution des armatures est telle qu'elle permet à un lit d'armature de développer sa pleine capacité avant qu'un second lit ne prenne place.

Finalement, la disposition des étriers utilisée est également typique des poutres de pont de l'époque et est également présentée en détail à la figure 6.2. Une attention toute particulière doit être portée sur le fait qu'il n'y a pas un resserrement de l'espacement des étriers autour des zones où les armatures de flexion sont interrompues. En effet, ce resserrement n'était pas prescrit par les normes de l'époque. L'acier des étriers a une limite élastique de 300 MPa.

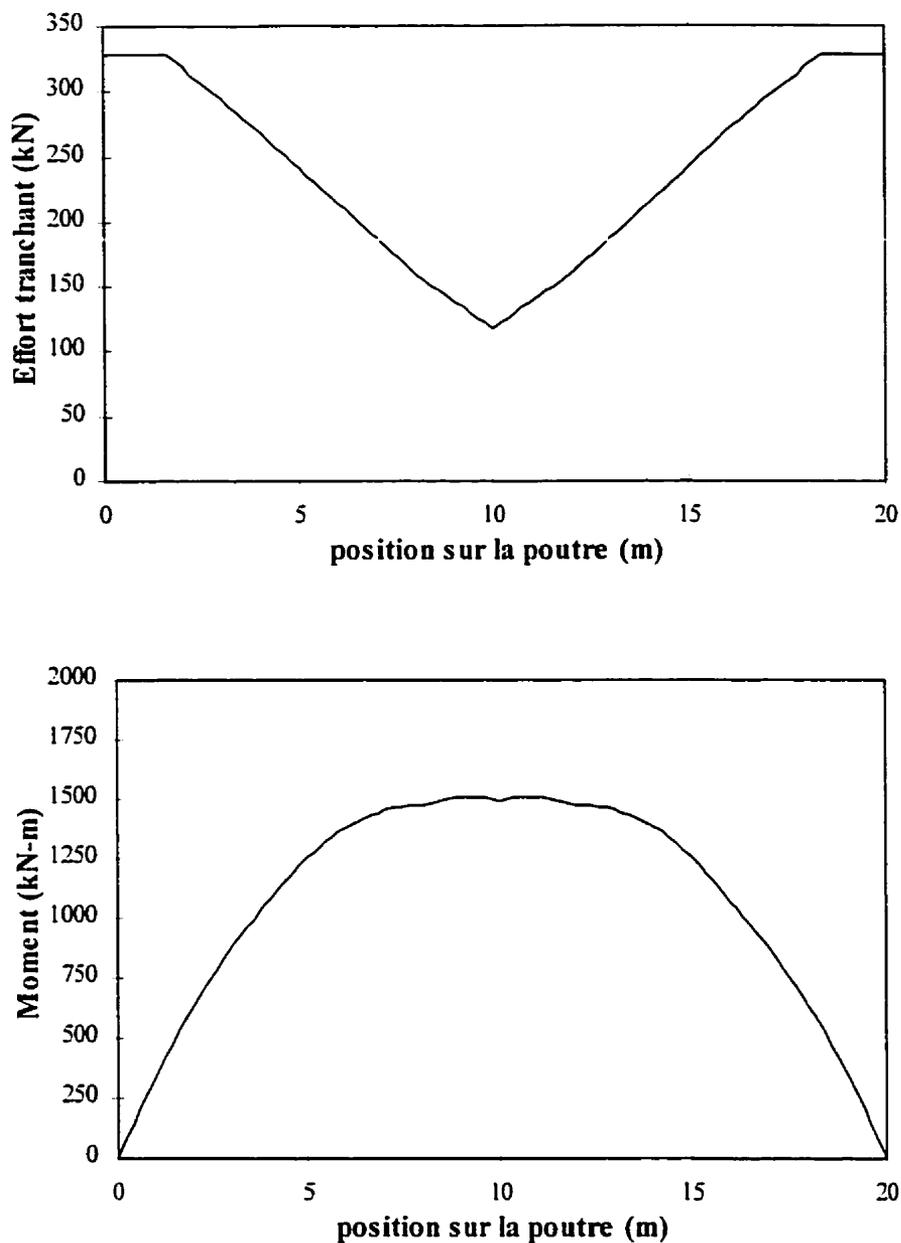


**Figure 6.2: Disposition des aciers longitudinaux et transversaux dans la poutre de calcul.**

### 6.1.3 Calcul de la sollicitation

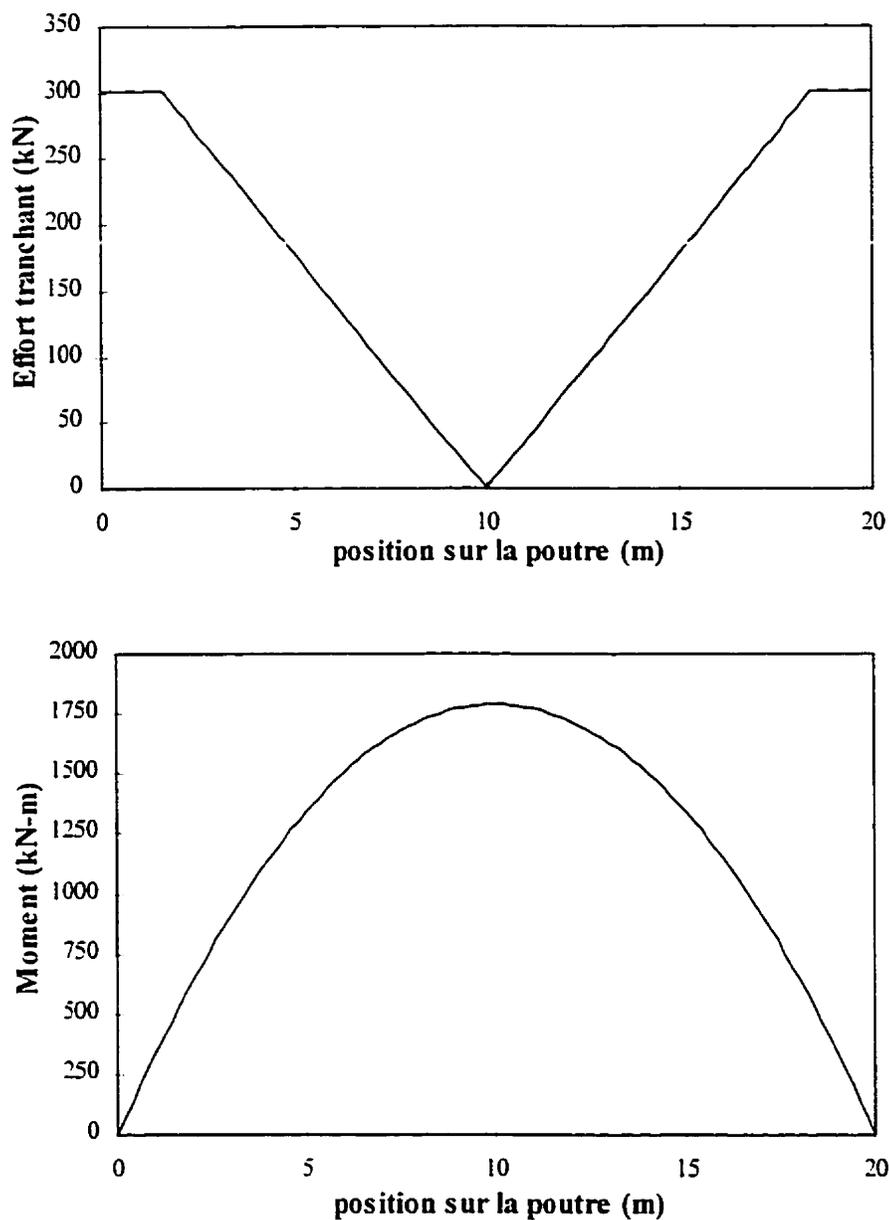
Le chargement des poutres de pont, tel qu'il en a été question plus tôt dans ce chapitre, possède un caractère mobile, ce qui requiert lors de l'étude du comportement de telles membrures, le calcul d'enveloppes d'efforts. L'exemple de calcul présenté ici ne diffère en rien de ce type de calcul mis à part que l'on a considéré qu'un seul camion, un QS-660, et qu'une charge répartie majorée de 35,8 kN/m pour le calcul des enveloppes des efforts de flexion et de cisaillement. La charge répartie était constituée du poids des poutres incluant la dalle (23,4 kN/poutre), de l'enrobé bitumineux (1,43 kN/m<sup>2</sup>), de deux chasse-roues (6,4 kN/m) et finalement de deux glissières de sécurité (1,2 kN/m). Toutes ces charges ont été majorées avec les facteurs de majoration proposés par la norme canadienne de ponts (CAN/CSA-S6-88), soit 1,2 pour les charges mortes excluant l'enrobé bitumineux et 1,6 pour l'enrobé bitumineux et les charges vives. La charge répartie ainsi calculée a été distribuée uniformément sur cinq (5) poutres (pour 12,9 mètres de largeur de voie carrossable) et le facteur d'essieu utilisé pour la charge vive a été établi à 0,64 avec un facteur d'amplification dynamique est de 1,40.

D'un point de vue du calcul, la portée de la poutre a été divisée en 100 sections distinctes (50 sections réfléchies par symétrie). Le camion a été placé à chacune de ces sections en prenant soin de disposer l'essieu le plus lourd (2<sup>ième</sup> essieu) à la section considérée afin d'obtenir le moment maximal à cette section. Puis, les efforts de flexion et de cisaillement ont été calculés pour les 50 sections et mises dans un tableau. À la fin des calculs, le moment de flexion et le cisaillement maximum obtenu à chaque section a été déterminé et des enveloppes d'efforts ont été constituées. Les résultats de ces enveloppes sont présentés à la figure 6.3.



**Figure 6.3: Envelopes des efforts de cisaillement et de flexion causés par le camion.**

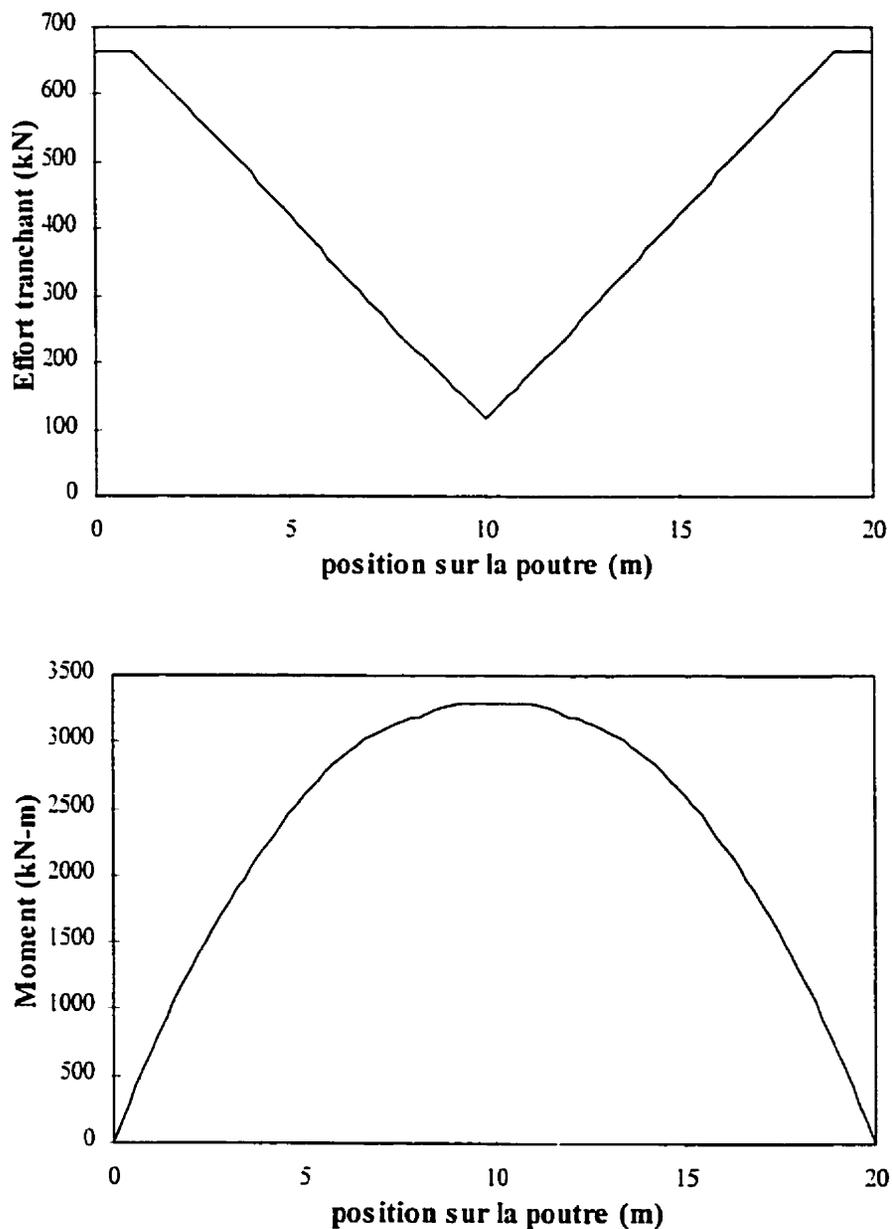
Les efforts causés par les charges réparties (poids propre et charge additionnelle) ont également été calculés. Ces efforts présentant un caractère fixe, et ont donc été calculés selon la méthode traditionnelle. Les résultats sont présentés à la figure 6.4.



**Figure 6.4: Efforts de cisaillement et de flexion causés par les charges réparties.**

Finalement, les efforts dus au camion et ceux dus à la charge répartie ont été superposés afin de créer l'enveloppe des efforts globaux utilisés dans les calculs de résistance. Ces efforts sont présentés à la figure 6.5. Il est à noter que les enveloppes finales présentent un aspect neutre ne ressemblant ni au profil des enveloppes du camion, ni aux courbes de la charge répartie. Ceci est principalement dû au fait que le pont est de

courte portée et que les charges réparties et les charges de voies sont relativement du même ordre de grandeur. Il est important de mettre l'accent sur le fait qu'une portée différente ou une distribution de charges différente aurait provoqué une autre distribution des efforts et donc à un comportement différent du pont en service.



**Figure 6.5: Enveloppes des efforts globaux de cisaillement et de flexion exercés sur la poutre de calcul.**

#### 6.1.4 Calcul de la longueur de développement de l'armature considérée

Tel que présenté au chapitre précédent (section 5.7.4) et considérant une valeur  $\beta$  de 3,5 issue d'une inspection selon le chapitre 12 de la norme CSA-S6-88, la longueur de développement pour une armature lisse est proportionnelle à la fois au diamètre de l'armature et à sa limite élastique, tel que montré:

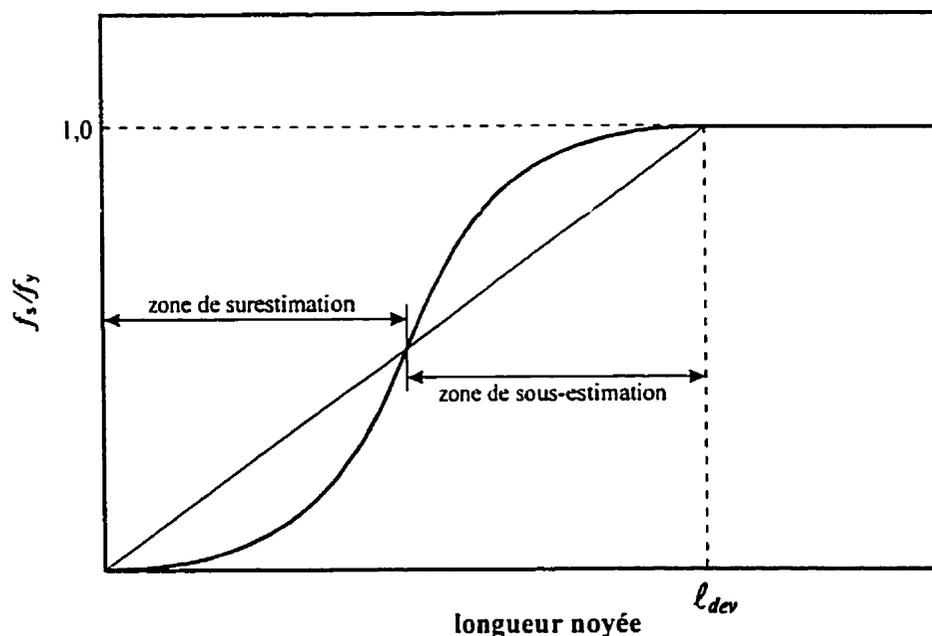
$$\ell_{dev} = 0,207 d_b f_y \quad [5-12]$$

En remplaçant avec les données de l'exemple de calcul on obtient :

$$\ell_{dev} = 0,207 \times (25,4) \times (325)$$

$$\ell_{dev} = 1706 \text{ mm}$$

À partir de cette valeur de longueur de développement, les calculs de résistances doivent être effectués en tenant compte de la longueur de développement des armatures utilisées. Compte tenu du fait que la capacité en traction des armatures peut être considérée proportionnelle à la longueur noyée, les capacités en flexion et en cisaillement sont déterminées en fonction de la capacité disponible des armatures, c'est à dire au prorata de leur longueur noyée sur leur longueur de développement à la section considérée. Cette dernière hypothèse n'est pas exacte puisque la distribution de la capacité d'une armature en traction en fonction de sa longueur noyée n'est pas réellement linéaire tel qu'il a été démontré par les régressions mathématiques effectuées dans l'étude bibliographique à la section 2.3.3. En effet il semble que pour de très faibles longueurs noyées, la capacité soit à toutes fins pratiques nulle, puis que celle-ci augmente rapidement pour ensuite plafonner pour une longueur noyée avoisinant la longueur de développement théorique. Le phénomène est expliqué graphiquement à la figure 6.6.

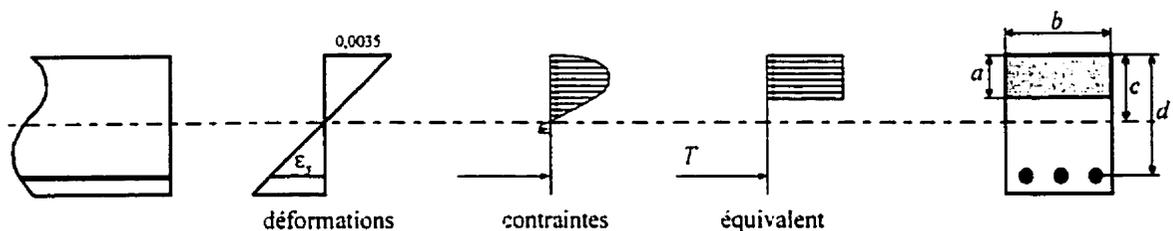


**Figure 6.6: Distribution de la capacité en fonction de la longueur noyée.**

En faisant l'hypothèse que la distribution de l'ancrage est linéaire, on se trouve à créer deux régions dans la zone d'ancrage des armatures. Une première zone où l'on surestime légèrement la capacité de la poutre et une région où l'on sous-estime cette dernière. Plus la longueur de développement est longue, plus la zone de surestimation est importante donc cette zone de surestimation est plus importante pour une armature lisse que pour une armature crénelée de même dimension. Il est également vrai que cette zone de surestimation est plus importante pour des armatures de grande dimension puisque la longueur de développement croît avec la dimension de l'armature. Cet effet est cependant faible et ne devrait être pris en compte que dans les cas où la longueur d'ancrage disponible pour les armatures est largement inférieure à la longueur de développement ce qui n'est pas le cas pour le présent exemple de calcul. Ce phénomène ne sera donc pas pris en compte.

### 6.1.5 Calcul de la résistance au moment

Le calcul de la résistance au moment est effectué en utilisant la méthode des sections planes. Cette méthode largement utilisée est proposée par la norme CSA-A23.3-M94, elle est basée sur la compatibilité des déformations et l'équilibre des contraintes. Dans la méthode proposée par la norme, une méthode de calcul simplifiée est présentée pour effectuer l'intégration des contraintes sur la section. Cette méthode est brièvement exposée et présentée graphiquement à la figure 6.7.



**Figure 6.7: Méthode des sections planes.**

Dans cette méthode, les contraintes de compression dans le béton sont transformées en une zone, appelée bloc de compression, où une contrainte uniforme équivalente est appliquée. La profondeur du bloc de compression ( $a$ ) est déterminée en supposant une contrainte uniforme dans le béton égale à une portion  $\alpha_1$  de sa résistance à la compression ( $f'_c$ ):

$$a = \frac{\phi_s \cdot A_s \cdot f_y}{\alpha_1 \cdot \phi_c \cdot f'_c \cdot b} \quad [6-1]$$

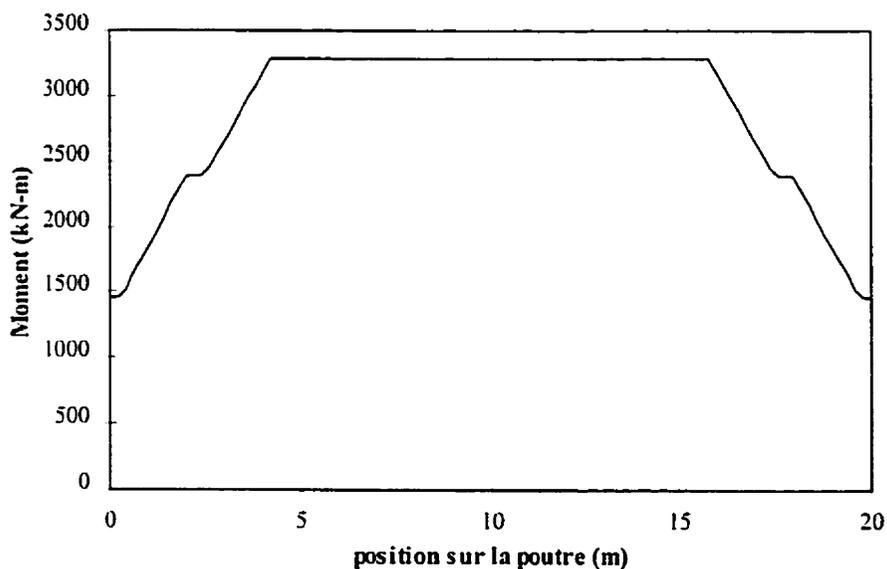
avec:

$$\alpha_1 = 0.85 - 0.0015 \cdot f'_c \geq 0.67 \quad [6-2]$$

À partir de la profondeur du bloc de compression ( $a$ ) et de la largeur de la zone comprimée ( $b$ ), il est alors possible d'établir un couple de forces avec la traction dans les armatures ( $T$ ). Ce couple de force, ou moment résistant s'exprime comme suit:

$$M_r = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad [6-3]$$

Le moment résistant a donc été calculé pour 50 sections le long d'une demi-portée, les mêmes sections que celles utilisées lors du calcul de la sollicitation. Le graphique présentant la résistance en flexion calculée est présenté à la figure 6.8.



**Figure 6.8: Résistance à la flexion en fonction de la position de la section.**

### 6.1.6 Calcul de la résistance à l'effort tranchant

La résistance à l'effort tranchant étant, dans le cas des poutres armées avec des armatures lisses, un critère de rupture important, la détermination de cette dernière d'une façon la plus précise possible est de rigueur. La méthode employée ici est la méthode générale proposée par la section 11.4 de la norme CSA-A23.3-M94. Cette méthode est basée sur le principe de la compatibilité des déformations déjà présentée à la section 4.2.5. Tout comme la méthode de compatibilité des déformations, la méthode générale est itérative et propose un calcul qui tient compte de l'état de contrainte dans le béton et de l'angle du schéma de fissuration.

Le résistance à l'effort tranchant ( $V_{rg}$ ) est donc scindée en deux parties distinctes; la résistance du béton ( $V_{cg}$ ) et la résistance de l'armature transversale ( $V_{sg}$ ). Afin de limiter la sollicitation de la section, une limite supérieure est imposée à la résistance globale en cisaillement ( $V_{rg}$ ).

$$V_{rg} = V_{cg} + V_{sg} \quad [6-4]$$

$$V_{rg} \leq 0,25 \cdot \phi_c \cdot f'_c \cdot b_w \cdot d_v$$

avec:

$$V_{cg} \leq 1,3 \cdot \lambda \cdot \phi_c \cdot \beta \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d_v \quad [6-5]$$

$$V_{sg} = \frac{\phi_s \cdot A_v \cdot f_y \cdot d_v \cdot \cot \theta}{s} \quad [6-6]$$

$\theta$  et  $\beta$  déterminés à partir du  
tableau 11-1 de la norme A23.3

La détermination des contributions du béton et de l'armature transversale nécessite la détermination préalable de l'angle de fissuration ( $\theta$ ) et d'un facteur de contribution du béton ( $\beta$ ) dans un graphique (figure 11-1) ou un tableau (tableau 11-1) fournis à la section 11.4 de la norme A23.3-M94. Afin de déterminer ces deux facteurs, une première évaluation de la contrainte de cisaillement ( $v_f/\lambda\phi_c f_c$ ) et de la déformation longitudinale ( $\epsilon_x$ ) doit être faite.

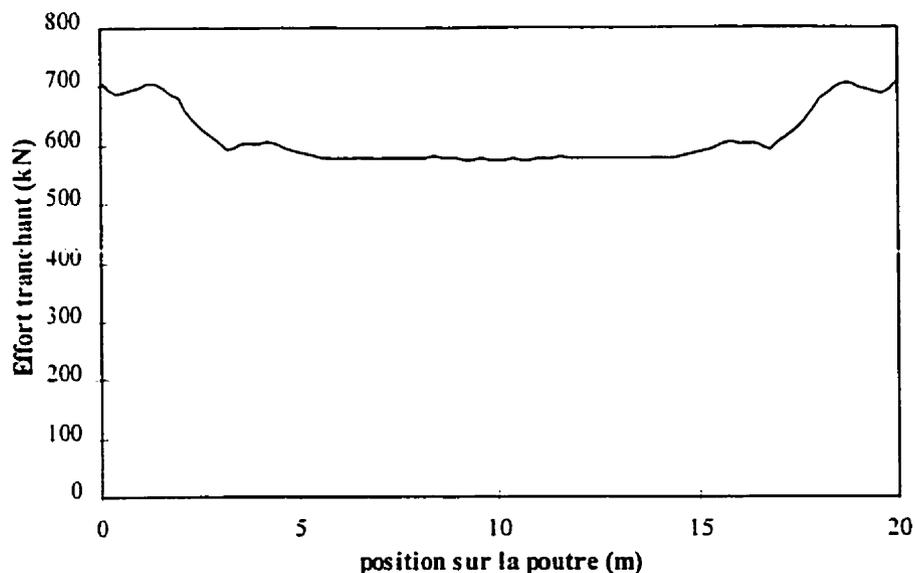
Une fois le calcul réalisé et afin de vérifier la validité de la résistance calculée, une estimation de la déformation longitudinale ( $\epsilon_x$ ) est calculée puis comparée à la déformation utilisée préalablement pour l'obtention des facteurs  $\theta$  et  $\beta$ . Si la valeur calculée est supérieure à la valeur préliminaire, un second calcul de la résistance à l'effort tranchant est effectué en utilisant cette fois les valeurs calculées. Ce calcul itératif est répété autant de fois qu'il est nécessaire pour obtenir une déformation égale ou inférieure à la valeur utilisée à l'étape précédente.

$$\epsilon_x = \frac{0.5(N_f + V_f \cdot \cot \theta) + M_f}{E_s \cdot A_s} d_v \quad [6-7]$$

$$\epsilon_x \leq 0,002$$

Encore une fois, une limite de déformation est imposée afin de réduire la sollicitation des sections, cette limite est prise comme étant égale à la déformation élastique maximale des aciers ( $\epsilon_x \leq f_y/E_s$ ).

Tout comme la résistance à la flexion, la résistance à l'effort tranchant a été déterminée aux mêmes 50 sections le long de la demi-portée et les résultats sont présentés à la figure 6.9.

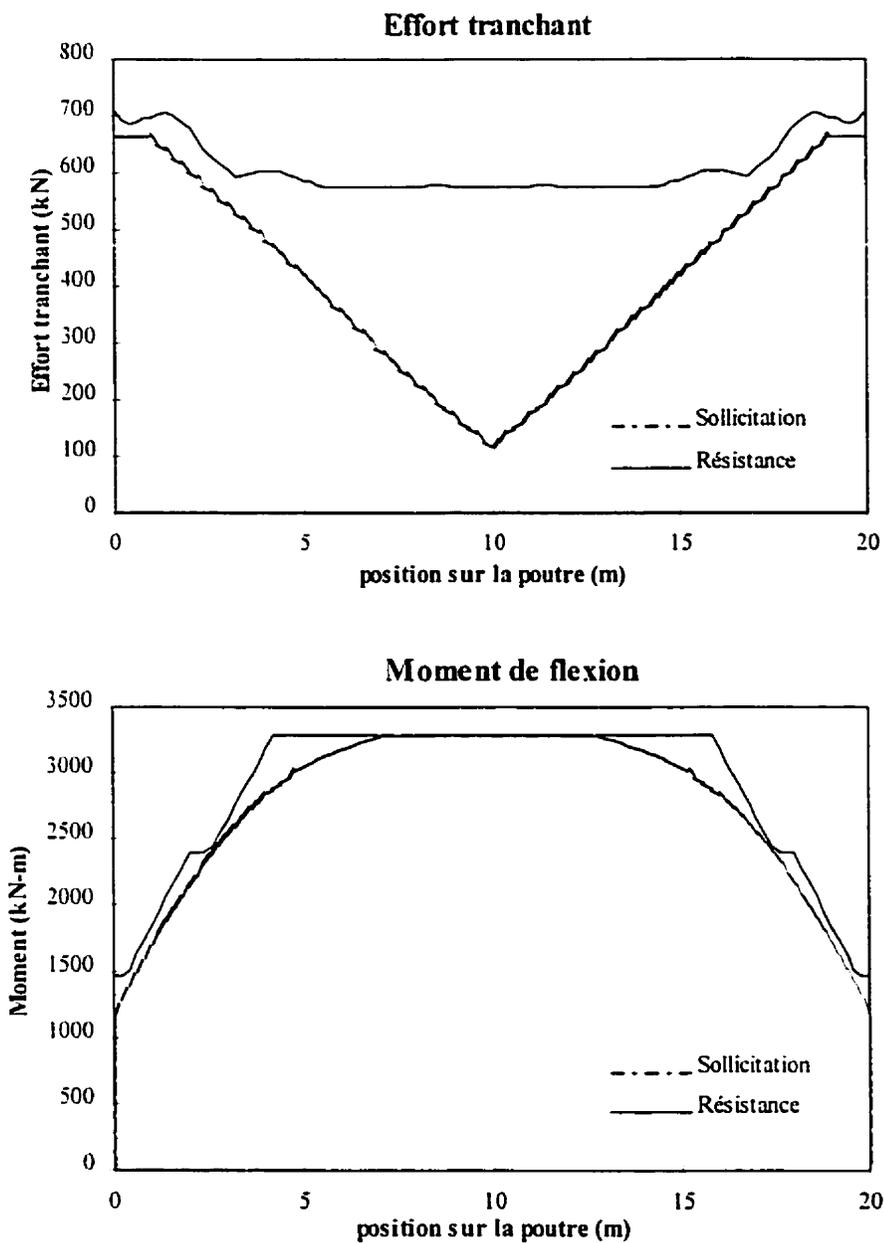


**Figure 6.9: Résistance au cisaillement en fonction de la position de la section.**

#### 6.1.7 Comparaison des résultats

Tel que présenté à la figure 6.10, les valeurs de sollicitation et de résistance peuvent parfois être voisines sans que la résistance ne soit excédée en aucun point. Il est évident que dans un but de démonstration, résistance et sollicitation ont été mutuellement ajustées afin d'obtenir une utilisation maximale de la capacité de la poutre.

Cependant cette forme de sollicitation n'est pas irréaliste puisqu'il est commun de voir en pratique des ponts dont la capacité est excédée et dont on en restreint l'utilisation. On détermine alors une charge maximale que le pont est en mesure de supporter et on restreint l'accès aux camions plus lourds. Ce faisant, on charge généralement le pont à sa pleine capacité.



**Figure 6.10: Comparaison de la sollicitation et de la résistance pour la poutre de calcul.**

Certaines remarques demeurent, notamment que les zones d'ancrage des armatures de flexion sont généralement les zones où la sollicitation relative, effort sur résistance disponible, est la plus faible. Cette remarque permettrait d'expliquer pourquoi

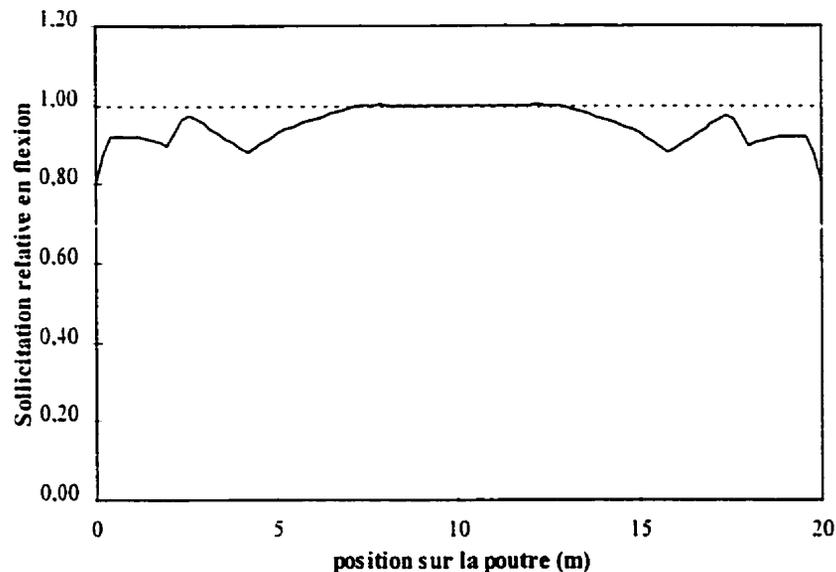
les zones d'ancrage en travée sont généralement plus fissurées que les autres régions de la poutre. Ceci est combiné au fait que les armatures lisses sont généralement peu efficaces pour contrôler la fissuration. Ces fissures sont donc portées à s'ouvrir au fur et à mesure que le chargement augmente.

Les poutres de pont, de courte et moyenne portée, armées avec des barres lisses, ne sont pas de par leur géométrie, sollicitées sévèrement en cisaillement et malgré un espacement généralement trop grand, les ruptures ne sont pas initiées en cisaillement.

#### 6.1.8 Prise en compte du schéma de fissuration

La méthode générale, malgré qu'elle tienne compte du schéma de fissuration ne tient pas compte de la dimension, ni du nombre de fissures différentes pour les armatures lisses. Elle ne tient donc pas compte de la perte de résistance en cisaillement due à la perte de la contribution du béton autour d'une fissure. Une méthode adaptée au calcul pour des armatures lisses devrait tenir compte de l'état de fissuration de la poutre et diminuer conséquemment la contribution du béton à la résistance à l'effort tranchant autour des zones plus fortement sollicitées.

Afin de démontrer ce phénomène à l'aide de calculs, les valeurs de la sollicitation relative pour la flexion ont été calculées pour toute la portée et portées en graphique à la figure 6.11. On a noté que la sollicitation relative est plus élevée dans les zones d'ancrage. Ceci est principalement dû au fait que le taux d'accroissement du moment de sollicitation est plus régulier alors que le taux d'accroissement de la résistance est gouverné par la longueur de développement dans les zones d'appui.



**Figure 6.11: Sollicitation relative en flexion pour la poutre de calcul.**

Mise à part la partie médiane de la poutre, les zones d'ancrage des armatures de flexion sur la figure 6.11 sont les zones où la sollicitation relative est la plus grande, avoisinant parfois l'unité. Ceci amène une forte concentration d'efforts dans ces zones, donnant lieu à une fissuration prématurée et plus sévère. La capacité du béton à transférer les efforts de cisaillement autour d'une fissure étant inversement proportionnelle à la dimension de cette dernière (Collins et Mitchell, 1987), une méthode de calcul appropriée au calcul de poutres armées avec des armatures lisses devrait évaluer le schéma de fissuration d'une poutre et conséquemment réduire la contribution du béton à la résistance à l'effort tranchant. Afin d'illustrer une telle méthode de calcul, il est possible d'estimer la dimension et la distribution de la fissuration provoquée par une sollicitation particulière sur une poutre et d'évaluer la force de cisaillement transférable à travers les fissures. La méthode présentée ici n'est qu'un exemple et ne devrait en aucun cas être utilisée afin d'obtenir des résultats absolus. Seule l'idée globale ressortant du calcul devrait être prise en compte et pourrait servir à l'élaboration d'une méthode d'évaluation plus exacte à être vérifiée expérimentalement.

Il existe plusieurs méthodes permettant d'estimer la dimension des fissures. Cependant, la méthode de Gergely-Lutz présente l'avantage de relier la largeur maximale des fissures à l'effort de flexion de la zone dans laquelle elles se trouvent. L'écartement des fissures est donné par l'équation suivante :

$$\omega_{max} = 11\beta f_{scr} \sqrt[3]{d_c A} \times 10^6 \quad [6-8]$$

[MPa et mm]

où

- $\omega_{max}$  = largeur maximale de fissure;
- $\beta$  = facteur de gradient de contrainte;
- $f_{scr}$  = contrainte dans l'armature;
- $d_c$  = distance de la fibre extrême à l'armature;
- $A$  = aire d'ancrage effective.

Il est important de mettre en évidence que la méthode de Gergely-Lutz a été développée pour des armatures crénelées alors qu'il est généralement reconnu dans la littérature (CEB-FIP, 1978) que la largeur des fissures rencontrées avec des armatures lisses excède le double de celle rencontrée avec les armatures crénelées. De plus, il est également reconnu que les fissures qui sont à l'origine des ruptures sont des fissures qui présentaient un écartement plus important sous de faibles charges. Il est donc nécessaire de majorer l'écartement des fissures déterminé à partir de la méthode présentée ici, afin de tenir compte de cet état.

De plus, les poutres considérées présentent généralement un renforcement transversal lui aussi constitué d'armatures lisses avec un espacement assez grand. On a montré au chapitre 3 que ces deux paramètres contribuent à réduire le nombre de fissures dans la direction perpendiculaire à l'axe principal des poutres et, donc, à en accroître les dimensions par rapport aux dimensions obtenues pour des étriers crénelés.

Finalement, un paramètre souvent oublié est la qualité du béton. En effet la capacité du béton à transférer les efforts de cisaillement est amoindrie proportionnellement à son état de détérioration. À ce niveau plusieurs paramètres peuvent entrer en ligne de compte tels les réactions alcali-granulat, l'écaillage ou l'éclatement du béton et même la fatigue du lien d'adhérence béton-acier (Section 2.2.1).

Autant de paramètres dont les effets devraient être quantifiés. Cependant pour la présente démonstration, il est possible de quantifier arbitrairement certains d'entre eux. Par exemple, on peut doubler la largeur calculée des fissures pour tenir compte de l'incapacité des armatures lisses à contrôler la fissuration et augmenter de surcroît cette dimension de 50% pour tenir compte de l'espacement trop important des étriers (Collins et Mitchell, 1987). On peut aussi réduire d'un tiers la capacité du béton pour tenir compte de son état de détérioration et de l'imprécision du calcul.

Il est ensuite possible de déterminer la force de cisaillement que le béton est en mesure de développer autour d'une fissure en intégrant la contrainte de cisaillement obtenue de l'équation 6-8 sur la section de la poutre (Collins et Mitchell, 1987) :

$$v_{ci} = \frac{0,17 \sqrt{f'_c}}{0,3 + 0,6\omega} \quad [6-9]$$

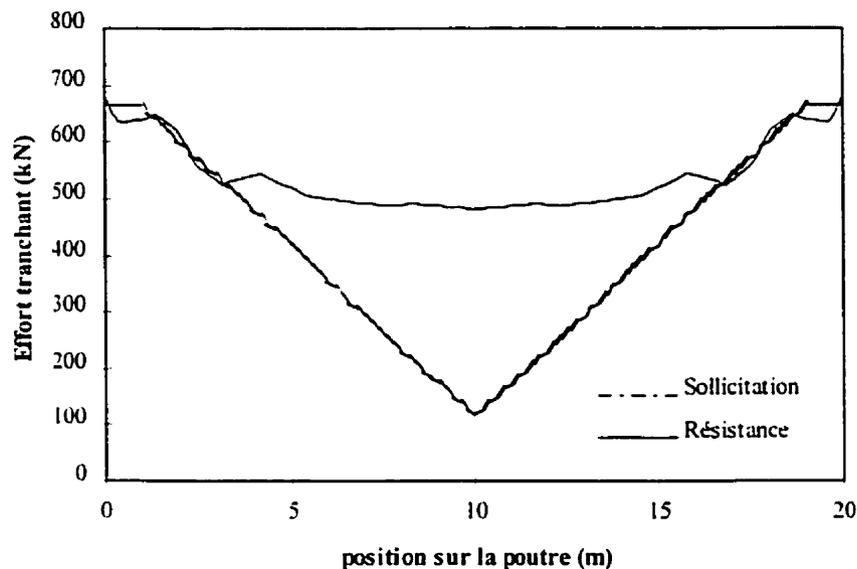
(MPa et mm)

où  $v_{ci}$  = contrainte de cisaillement;

$\omega$  = largeur de la fissure considérée.

Finalement il suffit de remplacer la contribution du béton à la résistance à l'effort tranchant par la valeur calculée ici. Évidemment puisque la contribution à l'effort tranchant est inversement proportionnelle à la largeur de la fissure qui, elle-même, dépend directement de la contrainte dans les armatures, la résistance à l'effort tranchant

présente des réductions près des zones où la sollicitation relative est importante, soient les zones de flexion pure (centre de la poutre) et les zones d'interruption des armatures de flexion. La résistance à l'effort tranchant de la poutre de calcul a été ainsi ajustée et les résultats sont présentés graphiquement à la figure 6.12 :



**Figure 6.12: Résistance au cisaillement pondérée tenant compte de la fissuration.**

Cette figure démontre également la lacune des méthodes de calcul conventionnelles où l'on ne considère pas de perte de contribution du béton autour des fissures. On suppose en effet que cette fissuration est généralement fine et contrôlée et qu'elle a donc une influence négligeable. Cependant, en ce qui concerne les poutres armées avec des armatures lisses, cette perte de capacité n'est pas négligeable et semble être la source de nombreuses ruptures prématurées tant expérimentales qu'in situ.

Il a été établi que de nombreux facteurs, dont notamment, l'espacement des étriers (Collins et Mitchell, 1991) pouvait influencer l'espacement moyen des fissures dans les poutres. Plus les étriers sont espacés, plus les fissures le sont également et

conséquemment, la largeur des fissures augmente. Ce paramètre peut expliquer les différences avec la théorie, surtout connaissant que les poutres de pont de l'époque sont reconnues pour avoir un espacement d'étriers très important. De surcroît, tel qu'il en a été question plus tôt, les étriers de l'époque étaient également constitués d'armatures lisses, ce qui diminue encore une fois le contrôle de la fissuration et donne lieu à une dimension accrue des fissures.

En dernier lieu, une attention toute particulière doit être apportée au phénomène du glissement dans l'application de la présente méthode. En effet tous les calculs présentés jusqu'ici dans ce chapitre font l'hypothèse d'une cohésion parfaite entre les armatures et le béton avoisinant. Il a cependant été prouvé qu'il se produit un certain glissement, près de la rupture, lorsque les efforts dans les armatures sont près de la limite élastique de l'acier ( $f_y$ ). Ce glissement se traduit par une augmentation de la déformation à la fibre extrême ( $\epsilon_{cf}$ ), donc par une ouverture plus grande des fissures et, finalement, par une perte très importante de la contribution du béton à la résistance au cisaillement.

## CHAPITRE 7

### CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Ce dernier chapitre présente les lignes directrices du projet en commençant par un résumé de ce dernier ainsi que par l'élaboration d'un regard critique sur le programme expérimental. Par la suite on tire, les conclusions principales qui ressortent de l'analyse des résultats expérimentaux et on présente une brève discussion quant au domaine d'applicabilité des résultats. Finalement, on propose certaines recommandations quant aux études ultérieures possibles.

#### 7.1 Résumé du projet

Le présent projet de recherche avait pour principal but d'étudier, à des fins d'analyse structurale, la longueur de développement de calcul des barres d'armature lisses communément utilisées dans la confection des ponts durant les années antérieures à 1960. Le programme expérimental, qui faisait suite à une étude bibliographique, comportait une première phase constituée d'une série de douze essais d'arrachement. La seconde phase du projet était composée de quatre essais de flexion simple réalisés sur des spécimens de poutre avec lit d'armature continu. La troisième et dernière phase du programme, qui se voulait une synthèse des autres phases, ne comportait qu'un seul essai réalisé sur un spécimen de poutre avec lit d'armature interrompu.

Afin de simuler les conditions réelles des éléments constituant les structures de ponts, les spécimens du programme expérimental ont été réalisés en utilisant des matériaux usuels et des dimensions conventionnelles. Cette façon de procéder avait la particularité de réduire les effets d'échelle et, par conséquent, de permettre une application plus directe des résultats obtenus.

L'approche utilisée lors de la partie expérimentale de l'étude était du type progressif, ce qui a permis de prédéterminer une valeur probable de longueur de développement à l'aide d'essais d'arrachement, puis de vérifier cette valeur lors d'essais sur des spécimens de poutres.

Les paramètres prépondérants qui furent étudiés dans le cadre de cette étude étaient: la longueur de développement, l'effet du type d'ancrage, la ductilité, la fissuration spécifique et, pour certains spécimens, la dégradation de la résistance dans le temps.

Certains paramètres ont toutefois été omis dans l'étude et, malgré qu'ils n'étaient pas essentiels aux résultats, ils auraient permis une étude encore plus complète de certains phénomènes. Notamment, la présence de jauges à la base des armatures des essais d'arrachement aurait permis de juger de la sévérité de la déformation des barres même si ces essais avaient pour unique objectif que de permettre une première estimation de la longueur de développement. La difficulté qui aurait été rencontrée lors de la pose d'une jauge à la base des armatures est l'interférence des fils de jauges avec les systèmes de chargement. Dans le même ordre d'idée, un système de mesure, tel des points Demec, aurait pu être installé sur le béton des essais d'arrachement afin d'apprécier la distribution de la contrainte d'adhérence le long de la barre et ce même si ce paramètre dépasse le cadre de la présente étude.

Une seconde lacune, cette fois-ci observée sur les spécimens de poutre, était l'absence d'un dispositif externe permettant de juger de la ductilité rotationnelle des spécimens de poutre. En effet, généralement évaluée à partir des déformations aux fibres extrêmes, la ductilité rotationnelle n'a pu être appréciée que de façon qualitative lors des essais du présent programme puisque les déformations observées dans les armatures n'étaient pas représentatives des déformations au bas de la poutre et ce, dû à la présence de glissement.

Malgré les quelques difficultés rencontrées dans le déroulement du programme expérimental, les résultats obtenus ont tout de même été entièrement satisfaisants et cohérents entre eux. Mis à part les effets parasites dus à la restriction du mouvement aux appuis des poutres, les résultats des essais étaient très représentatifs de la théorie proposée et peuvent, à notre avis, être extrapolés à des structures réelles. Dans cet ordre d'idée, les valeurs de longueur de développement proposées au chapitre 5 (équation [5-11]) sont représentatives et peuvent être utilisées dans un calcul aux états limites ultimes. Cependant, on doit noter que les valeurs obtenues ne sont valides que pour un béton de 25 MPa. Dans le cas d'un béton ayant une résistance à la compression différente, il serait préférable d'ajuster les valeurs en fonction de la racine carrée de la résistance, tel que proposé à la section 2.3.2. Un exemple d'utilisation de cette équation est présenté au chapitre 6.

## **7.2 Effets des paramètres étudiés**

Les paramètres étudiés avaient une influence plus ou moins marquée sur le comportement sous chargement des spécimens. Déjà soulignées lors de l'analyse des résultats spécifiques à chaque essai, les conclusions générales présentées ici se veulent une synthèse du programme expérimental dans son ensemble. Certaines conclusions importantes, tirées de la littérature, sont également présentées ici afin de permettre une

synthèse plus complète. Finalement, pour permettre une approche claire des résultats, les conclusions sont présentées en fonction du paramètre auquel elles se rattachent.

### 7.2.1 Longueur de développement

La longueur de développement d'une armature se définit comme étant la longueur minimale de l'armature qui doit être noyée dans une matrice de béton pour permettre de développer sa pleine capacité en traction. La longueur de développement d'une armature devrait donc être en mesure de garantir une rupture ductile de l'armature plutôt qu'une rupture fragile de l'interface béton-acier. Dans cet ordre d'idée, la longueur de développement et ses effets sur la résistance, la ductilité et la rapidité de la rupture sont discutés ici.

#### 7.2.1.1 Effet sur la résistance

En tout premier lieu, il convient d'expliquer ce qu'est la résistance telle qu'étudiée ici. La résistance est la charge maximale qui peut être soutenue par un spécimen lors de sa sollicitation. Cette charge est en effet directement liée à l'action composite qui lie les armatures et le béton. Si cette action est faible, la résistance globale sera également faible. Par contre, si cette action est totale, alors le spécimen présentera une bonne résistance.

Il est possible de faire ressortir des études antérieures ainsi que du présent programme expérimental certains points importants à propos de l'effet de la longueur de développement sur la résistance au glissement des barres. Premièrement, pour des armatures lisses, la possibilité d'atteindre la contrainte de rupture dans une armature est à toutes fins pratiques impossible et ce, parce que l'adhérence se rompt lorsque la contrainte dans l'armature approche de la limite élastique ( $f_y$ ), ce qui prévient toute augmentation additionnelle de la contrainte. Cependant, à partir d'une certaine valeur de longueur d'armature noyée, la contrainte dans l'armature est assez près de la limite élastique pour que, dans un intérêt de dimensionnement, cette longueur soit prise comme la longueur de développement spécifique de l'armature.

Des essais d'arrachement, on a constaté que la contrainte semblait plafonner après une certaine longueur de développement. Par contre, dans le cas des spécimens de poutre, ce phénomène ne semble pas avoir eu un impact aussi grand. C'est en fait qu'un second facteur important entre en ligne de compte: la contrainte diamétrale sur les armatures en zone d'appui. Cette contrainte avait pour effet d'augmenter la capacité des armatures due au pincement de ces dernières.

L'effet de la longueur noyée sur la résistance est donc un rapport de quasi-proportionnalité pour les valeurs allant de zéro à la longueur de développement. Au-delà de cette valeur apparaît un plafond correspondant à la limite élastique de l'armature. En aucun cas cette limite n'est excédée à moins que des longueurs démesurées soient utilisées. À partir de ces constatations, une longueur de développement excédant la valeur de développement nominale ne devrait pas être prise comme étant une garantie de l'obtention de la contrainte ultime et, surtout, aucun calcul de résistance à l'ultime ne devrait employer une valeur de contrainte dans l'acier supérieure à la limite élastique ( $f_y$ ).

### 7.2.1.2 Effet sur la ductilité

Un autre paramètre sur lequel la longueur de développement possède un effet majeur est la ductilité liée à la rupture. Ce qu'on entend par ductilité, c'est la capacité d'un spécimen à maintenir sa capacité lorsqu'il subit de grandes déformations. Plus ce déplacement est important, plus le spécimen est ductile, ce qui est recherché dans les ouvrages d'art en génie civil.

La remarque générale à propos de la relation entre la longueur de développement et la ductilité est que contrairement à la résistance qui plafonnait à la limite élastique, la ductilité, pour sa part, continue d'augmenter bien au-delà de cette valeur.

De plus, la ductilité ne semble pas directement proportionnelle à la longueur noyée mais semble plutôt avoir une tendance exponentielle puisque des longueurs courtes ne fournissent que très peu ou pas de ductilité alors que de petits incréments de longueurs noyées, pour des longueurs plus considérables, fournissent une augmentation très appréciable de la ductilité. De ce point de vue, la présence de longueur de développement excédentaire dans une membrure devrait être prise en compte, du fait qu'elle permet une souplesse lors de la rupture.

### 7.2.1.3 Effet sur la rapidité de la rupture

Un effet très peu étudié dans le domaine des poutres en flexion est la capacité d'une membrure à maintenir dans le temps une charge maximale ou quasi-maximale et ce indépendamment du déplacement observé. Cette rapidité liée à la rupture est un paramètre très important en ce qui concerne la sécurité d'un ouvrage d'art. En général, ce critère est associé à la ductilité puisque dans le cas d'armatures conventionnelles

crénelées, le fait de garantir de grands déplacements sans perte considérable de charge garantit également un comportement raisonnable dans le temps. Dans le cas des armatures lisses, c'est le caractère plus ou moins subit du glissement entre le béton et les armatures qui gouverne le comportement global de la membrure.

L'augmentation de la longueur disponible pour ancrer les armatures semble, à la manière de la ductilité, augmenter la durée durant laquelle les spécimens de poutre peuvent soutenir leurs charges maximale. Malgré seulement trois essais effectués avec des ressorts, la tendance apparaît nette: une augmentation de la longueur de développement disponible a permis de prolonger la rupture sur plusieurs secondes au lieu d'observer une rupture subite.

### 7.2.2 Effet du type d'ancrage

Le projet expérimental du présent mémoire n'était pas orienté sur les effets du type d'ancrage. Cependant, dans le programme expérimental, deux types d'ancrage ont tout de même été utilisés, soit l'ancrage par adhérence et l'ancrage mécanique par crochet. Il est donc possible de tirer certaines conclusions quant à l'efficacité des deux méthodes d'ancrage.

Tous les spécimens de poutres de la présente étude proposaient au moins un ancrage par adhérence et un ancrage mécanique. De plus, dans le cas du spécimen P-4900, chacun des deux lits d'armature présentait un ancrage mécanique différent, soit un crochet pour l'armature interrompue et un pliage à angle droit pour les armatures continues. Lors des essais, la rupture des cinq spécimens de poutre s'est produite dans la zone où les armatures étaient ancrées par adhérence, démontrant clairement une lacune de résistance dans ces régions spécifiques. Une seconde remarque très importante est

que malgré des contraintes diamétrales importantes dans les zones d'appuis de certains spécimens, notamment pour les spécimens plus courts, toutes les ruptures observées étaient le résultats du glissement des armatures. Finalement, à la lumière des résultats du programme expérimental, il ne semble pas y avoir une différence marquée entre le comportement des ancrages par crochet et ceux par pliage à angle droit, si ceux-ci respectent tous les deux les rayons minimaux de pliage. Il est important de noter que cette conclusion ne devrait pas être prise comme absolue puisque seulement un spécimen de poutre comportait les deux types d'ancrage mécanique et qu'aucun d'entre-eux n'a été sollicité jusqu'à sa rupture.

### 7.2.3 Schéma de fissuration

Le schéma de fissuration d'une poutre soumise à des efforts de flexion et de cisaillement est souvent caractéristique du comportement interne de la membrure. Plusieurs paramètres tel l'angle, la position, la dimension, l'ouverture et le nombre de fissures peuvent donner une idée de l'état de la poutre et ainsi permettre de prévenir une rupture potentielle.

D'une façon générale, la dispersion des fissures est aussi un indice de la qualité du lien entre les armatures et le béton. Si les fissures sont nombreuses, fines et bien distribuées le long de la membrure, c'est que l'adhérence entre les armatures et le béton est bonne et uniforme. Si, au contraire, la distribution est inégale, les fissures larges et peu nombreuses, alors le lien du béton avec les armatures est déficient. Dans le cas de la présente étude, la fissuration dans les zones d'ancrage par adhérence était dans tous les cas très ponctuelle et de grande dimension alors que dans la zone opposée, là où les armatures étaient ancrées mécaniquement, les fissures étaient fines et espacées

régulièrement. Il est possible de statuer sur l'effet bénéfique des ancrages mécaniques, toujours à condition que ceux-ci respectent les règles de conception.

Dans un autre ordre d'idée, les zones où les armatures étaient ancrées par adhérence possédaient une fissuration considérablement plus inclinée que celle des ancrages mécaniques. Cette constatation est directement liée au mode de rupture observé puisque les fissures plus inclinées avaient en général une tendance à s'ouvrir et à donner lieu à une rupture combinant la flexion et l'effort tranchant.

Finalement, à plus long terme cette fois, les effets d'une sollicitation importante peuvent nuire au comportement d'une membrure. En effet, lors d'une sollicitation sévère la partie la plus sollicitée de l'armature se situe généralement près du centre de la poutre. Cette forte sollicitation a pour effet d'amener les armatures près de leur limite élastique et ainsi provoquer une rupture d'adhérence dans la partie centrale de la poutre. Plus cette sollicitation est grande, plus la zone de décollement est importante. Comme le contrôle de la fissuration est directement lié à la qualité de l'adhérence, une fissuration importante et très large peut se développer. Si la membrure est exposée à des éléments corrosifs ou simplement à l'humidité, la dégradation de l'armature peut ainsi être accélérée. De surcroît, le caractère cyclique des sollicitations que subissent les ponts favorise ce type de fissuration comme il a été observé dans certains ouvrages de béton précontraint avec tendons non-adhérents.

#### 7.2.4 Remarques générales

Une remarque importante sur le programme expérimental et, d'une façon plus générale, sur les sollicitations en flexion de poutres, est l'effet marqué des conditions aux appuis. En effet, la sollicitation de spécimens de poutres a démontré clairement qu'un

gain non-négligeable de capacité peu être observé si les appuis présentent une retenue longitudinale importante. Il semble que cet effet soit particulièrement important dans le cas de poutres armées avec des barres lisses car il retarde l'apparition de la première perte d'adhérence en introduisant une contrainte de compression supplémentaire à la base de la poutre. Cet effet pourrait être pris en compte pour augmenter la marge de sécurité lors d'une analyse si les appuis sont vraiment restrictifs. À l'opposé, serait possible de pénaliser davantage une structure qui posséderait des appuis simples, très mobiles ou souples.

### 7.3 Comportement à la rupture

Le comportement à la rupture peut-être dissocié en deux parties très distinctes et complémentaires. La première partie étant le comportement local de l'armature dans la poutre. Ce comportement, quoique très important, ne suffit pas à lui seul à décrire le comportement à la rupture des poutres constituées avec des armatures lisses. La seconde partie, soit le comportement global d'une poutre à la rupture, intègre le comportement local des armatures à d'autres phénomènes qui prennent place simultanément afin d'expliquer avec plus de cohérence les ruptures observées en pratique et ainsi permettre de proposer des méthodes de réparation efficaces.

#### 7.3.1 Rupture locale

Une remarque sur le comportement local des armatures est primordiale: plusieurs indices ont été observés lors des essais sur les matériaux ainsi que sur les spécimens eux-mêmes. Le fait, tout d'abord, qu'il soit à toutes fins pratiques impossible d'atteindre la contrainte ultime ( $f_u$ ) dans les armatures, sans les ancrer mécaniquement, a suscité une

interrogation sur le comportement local de l'armature. Il semblait à prime abord que la sollicitation d'une armature à une contrainte avoisinant sa limite élastique ( $f_y$ ) provoquait un changement de l'interface armature-béton puisque le glissement se produisait à chaque fois sous cette contrainte. L'étude du comportement des essais d'arrachement ainsi que celui des poutres a mené à l'hypothèse selon laquelle l'armature subissait une réduction de sa section lorsque la contrainte atteignait la limite élastique ( $f_y$ ). Il fut alors décidé d'effectuer un essai très simple sur une armature; cette armature dénudée de sa couche de calamine sur une distance approximativement égale à 25 mm fut sollicitée par l'intermédiaire d'une presse hydraulique alors que l'on s'affairait à mesurer son diamètre. Les résultats obtenus furent doublement concluants, premièrement une diminution importante du diamètre de l'armature fut observée, cette diminution coïncidant avec la limite élastique. Cette diminution de section est attribuable à la réorganisation cristalline dans le réseau métallique constituant la barre. En second lieu et conséquemment à la première observation, la section réduisant en dimension, il fut possible d'observer une délamination progressive de la calamine de surface ce qui réduisait presque à zéro la surface de contact entre l'acier constituant le cœur de l'armature et le béton.

Il s'ensuit un comportement de l'armature assez particulier et spécifique aux armatures lisses. La sollicitation débute et la contrainte augmente alors dans l'armature, cette contrainte augmente jusqu'à atteindre la limite élastique ( $f_y$ ) de l'acier constituant l'armature (du moins localement si la longueur noyée n'est pas suffisante pour permettre la capacité totale de l'armature). Alors la contrainte plafonne et la section rétrécie jusqu'à ce qu'une perte locale d'adhérence ait lieu. Ce relâchement de l'armature provoque une diminution temporaire de la contrainte dans l'acier, qui reprend alors une partie de sa section et se coince dans la cavité de béton. Ce coincement provoque une seconde augmentation de la contrainte, la section diminue de nouveau et une seconde perte d'adhérence est observée. Ce phénomène se répète un certain nombre de fois, ce nombre étant dépendant de la longueur noyée, plus cette longueur est importante plus la

ductilité est appréciable. De cette façon, l'armature se faufile dans sa cavité laissée dans le béton et une rupture plus ou moins progressive de l'ancrage est observée. Ce comportement semble corroborer toutes les observations faites lors des essais expérimentaux.

### 7.3.2 Rupture globale

Il est ressorti de la présente étude un comportement possible permettant d'expliquer les ruptures prématurées dans les poutres armées avec des armatures lisses. Les zones d'ancrage étant des zones où la sollicitation relative en flexion est élevée, la fissuration y est à la fois prématurée et plus importante que dans le reste de la poutre. Ceci est combiné à une lacune sévère de contrôle de la fissuration par les armatures lisses et il s'ensuit une ouverture de fissure importante et fortement localisée. Cette ouverture de fissure engendre par la suite une diminution de la contribution du béton à l'effort tranchant. Cette perte de résistance combinée à l'espacement des étriers plutôt généreux rencontré dans les poutres de cette époque, ainsi qu'à la même lacune concernant le contrôle de la fissuration que présentent les étriers eux-mêmes constitués d'armature lisses, entraîne une faiblesse locale qui peut engendrer une rupture. La rupture globale prendrait alors l'aspect d'une rupture en cisaillement malgré qu'elle fut initiée en flexion.

Partant de cette hypothèse, il convient alors de proposer des méthodes de réparation possibles. La méthode généralement utilisée est le renforcement en cisaillement. Cette méthode, malgré qu'elle ne s'attaque pas directement au problème, est une alternative intéressante. En effet, même si la résistance en cisaillement n'est pas directement liée aux ruptures observées, il semble que le renforcement en cisaillement soit une alternative pour pallier à une faiblesse d'adhérence. En augmentant la résistance

en cisaillement d'une poutre, on réduit le morcellement de la poutre lors de sa sollicitation. Ce gain de cohésion favorise grandement l'adhérence des armatures en confinant le béton qui leur est adjacent. De plus, on réduit également le nombre de fissures susceptibles de venir réduire la longueur de développement disponible et on réduit ainsi la possibilité d'une rupture par manque d'ancrage.

Une seconde méthode, plus adaptée au problème, est l'utilisation de la précontrainte extérieure (Massicotte et Bonneau, 1994). Cette méthode est toute indiquée puisqu'elle permet à la fois d'augmenter la résistance à la flexion et la résistance à l'effort tranchant en augmentant la contribution du béton. Il semblerait que, malgré son coût élevé, cette méthode soit la plus efficace et la plus durable à long terme.

#### **7.4 Suggestions pour études futures**

À la lumière des résultats de la présente étude il est possible de proposer quelques études ultérieures qui permettraient d'expliquer plus en profondeur les phénomènes liés à l'utilisation des armatures lisses. Il convient de proposer deux types d'études ultérieures, soit, premièrement, les études qui permettront d'expliquer les zones grises du comportement des armatures lisses puis, en second lieu, les études sur les méthodes de renforcement adaptées au phénomène.

Les zones grises concernant le comportement des armatures lisses demeurent nombreuses. Cependant, certaines d'entre elles présentent un intérêt plus particulier, notamment l'effet de la dimension des armatures sur la longueur d'ancrage. En effet les résultats qui sont tirés de la présente étude peuvent être extrapolés à des armatures de dimensions similaires. Une étude portant sur la détermination de la longueur d'ancrage

pour des armatures de plus grands diamètre pourrait lever le doute sur l'utilisation de ces dernières dans les ponts de très grandes portées.

Un autre domaine relativement inconnu est la détermination de la fissuration pour des armatures lisses. Tel que présenté dans l'exemple de calcul du chapitre précédent, l'ouverture des fissures dans une poutre armée avec des armatures lisses peut influencer grandement sa résistance à l'effort tranchant. Une meilleure connaissance de la dimension et du schéma de fissuration propre à de telles poutres permettrait une évaluation plus précise de leur capacité et offrirait des méthodes plus adéquates pour le renforcement.

Une étude paramétrique sur les effets de la géométrie des poutres et de leurs sections ainsi que sur les effets du type de sollicitation qu'elles doivent supporter permettrait de cerner les ponts les plus à risque.

Finalement une étude portant sur la synthèse et l'intégration de toutes les connaissances relatives aux armatures lisses dans une méthode de calcul complètement adaptée. Cette méthode permettrait enfin l'analyse précise des poutres armées avec des armatures lisses.

En tout dernier lieu, le but ultime de toutes ces études est l'évaluation de ponts routiers existant ainsi que leur réfection. Dans cet ordre d'idée, une multitude d'études pourraient être mise en évidence tel l'instrumentation globale d'un pont lors d'un renforcement mais également des études portant sur les méthodes de renforcement tant locales que globales, utilisant des principes éprouvés tels la précontrainte extérieure ou encore des principes innovateurs comme l'utilisation de matériaux composites.

## RÉFÉRENCES

ABRAMS, D.A., (1913). *Tests of Bond Between Concrete and Steel*. Bulletin No. 71, University of Illinois Engineering Experiment Station.

ACI Committee 208, (1950). Report of ACI Committee on Bond Stress. *ACI Journal*, Vol. 46, 677-678.

ACI Committee 318, (1950). Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-47). *ACI Journal*, Vol. 47, 269-275.

ACI 318-51 Code (1951). *Building Code Requirements for Reinforced Concrete*. (ACI 318-47).

ASTM C 39-86, (1986). Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens. *ASTM, American Society for Testing and Materials, Philadelphia*. Vol. 04.02, Concrete and Aggregates, 1993, 20-23.

ASTM C 150-92 (1992). Standard Specifications for Portland Cement. *ASTM, American Society for Testing and Materials, Philadelphia*, Vol. 04.02, Concrete and Aggregates, 1993, 93-97.

ASTM C 192-90a, (1990). Standard Specifications for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory. *ASTM, American Society for Testing and Materials, Philadelphia*, Vol. 04.02, Concrete and Aggregates, 1993, 117-123.

ASTM C 496-90, (1990). Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens. *ASTM, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, Vol. 04.02, Concrete and Aggregates, 1993, 272-275.*

BARON, M.J., (1966). Shear Strenght of Reinforced Concrete Beams at Points of Bar Cutoff. *ACI Journal, Vol. 63, 127-134.*

BAZERGUI, A., BUI-QUOC, T., BIRON, A., M<sup>c</sup>INTYRE, G., et LABERGE, C., (1987). *Résistance des matériaux, édition corrigée.* Édition de l'École Polytechnique de Montréal, 477p.

BONNEAU, I. et MASSICOTTE, B., (1994). *Renforcement par précontrainte extérieure de poutre en béton faiblement armées en cisaillement.* Département de Génie Civil, École Polytechnique de Montréal, 267p.

BOOK OF ASTM STANDARDS (Part 3), ASTM C234, (1949). *Method of Test for Comparing Concretes on the Basis of the Bond Developped with Reinforcing Steel.*

BROMS, B.B., (1964). Stress Distribution, Crack Patterns, and Failure Mecanism of Reinforced Concrete Members. *ACI Journal, Vol. 61, 1535-1557.*

BROWN, R.L. and CLARK, E.C., (1931). Effect of Time Loading upon the Bond Stress Between Concrete and Steel, Proceedings. *ASTM., Vol. 31, 690p.*

CEB-FIP, (1978). *Model Code for Concrete Structures: CEB-FIP International Recommendations, 3<sup>rd</sup> ed.* Comité Euro-International du Béton, Paris, 348p.

CHAMBERLIN, S.J., (1952). Spacing of Reinforcement in Beams. *ACI Journal*, Vol. 53, 162-184.

COLLINS, M.P. et MITCHELL, D., (1987). *Prestressed Concrete Basics*. Canadian Prestressed Concrete Institute, Ottawa, Ontario, 614p.

COLLINS, M.P. et MITCHELL, D., (1991). *Prestressed Concrete Structures*. Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ, 766p.

CPCA, (1984). *Dosage et contrôle des mélanges de béton*. CPCA, Association Canadienne du Ciment Portland, Montréal, Québec.

CPCA, (1989). *Concrete Design Handbook, Second Edition*. Canadian Portland Cement Association, Ottawa.

CPCA, (1995). *Concrete Design Handbook*. Canadian Portland Association, Ottawa.

CSA Canadian Standards Association (1984). *Design of concrete structures for buildings*. CAN3-A23.3-M84, Rexdale, Ont.

CSA Canadian Standards Association (1994). *Design of concrete structures for buildings*. CAN3-A23.3-M94, Rexdale, Ont.

CSA, (1977). Norme ACNOR-G30.12-M1977: *Barres d'acier en billettes pour l'armature du béton*. Association Canadienne de Normalisation, Rexdale, Ontario.

CSA, (1988). Norme CAN/CSA-S6-88: *Calcul des ponts-routes*. Association Canadienne de Normalisation, Rexdale, Ontario, 302p.

CSA, (1990). *Existing Bridge Evaluation. Supplement No. 1-1990 to CAN/CSA-S6-88*, Canadian Standard Association, Rexdale, Ontario, 51p.

ENV 1992-EUROCODE 2 (1992). *Concrete Structures Euro-Design Handbook 1994/96*. Ernst & Sohn, 252-253.

FERGUSON, P.M., MATLOOB, F.N., (1959). Effect of Bar Cutoff on Bond and Shear Strength of Reinforced Concrete Beams. *ACI Journal*, Vol. 56, 5-23.

FERGUSON, P.M., (1966). Bond Stress - The State of the Art. *ACI Journal*, Vol. 63, 1161-1189.

GAMBLE, W.L., (1984). Bridge Evaluation Yields Valuable Lessons, *Concrete International*. Vol. 6, 68-74.

GILKEY, H.J., (1945). Proposed Test Procedure to Determine Relative Bond Value of Reinforcing Bars. Report of ACI Committee 208 *ACI Journal*, Vol. 41, 273-292. Discussion by Abrams, 292-298.

GILKEY, H.J., CHAMBERLIN, S.J. and BEAL, R.W., (1938). The Bond Between Concrete and Steel. *ACI Journal*, Vol. 35, 1-20.

GILKEY, H.J., CHAMBERLIN, S.J. and BEAL, R.W., (1956). *Bond Between Concrete and Steel and the Spacing of Reinforcement*. The Iowa State College Bulletin., Engineering Report No.26.

JOHNSTON, B., and COX, K.C., (1940). The Bond Strength of Rusted Deformed Bars. *ACI Journal*, Vol. 37, 57-72.

HAHN, WILLY K., (1966). Direct Solution for Bond Requirements at Reinforcing Bars. *ACI Journal*, Vol. 63, 749-753.

LEMAY, C., (1992). Résultats préliminaires du programme d'évaluation des ponts du Québec. *Société Canadienne de Génie Civil*, Vol. 1, 247-256.

MACGREGOR, J.G., (1976). Safety and Limit States Design for Reinforced Concrete. *Can.J.Civ.Eng.*, Vol. 3, 484-513.

MAINS, R.M., (1951). Measurement of the Distribution of the Tensile and Bond Stresses along Reinforcing Bars. *ACI Journal*, Vol. 48, 225-252. Discussion by A.D. Hogg, L. Schenker, Aron L. Mirsky and Lyle K. Moulton, Raymond C. Reese.

MIRZA S.A., MACGREGOR, J.G., (1982). Probabilistic Study of Strength of Reinforced Concrete Members. *Can.J.Civ.Eng.*, Vol. 9, 431-448.

MOSLEY, W.H. and BUNGEY, J.H., (1976). *Reinforced Concrete Design*. The MacMillian Press LTD, 102-117 & 150-190.

MYLREA, T.D., (1948). Bond and Anchorage, *ACI Journal*. Vol. 44, 521-551. Discussion by Ulf Bjuggren, S.D. Lash, H. Van Uchelen and Phil M. Ferguson.

PERRY, E.S. and THOMPSON, J.N., (1966). Bond Stress Distribution on Reinforcing Steel in Beams and Pull-out Specimens. *ACI Journal*, Vol. 63, 865-875.

PILLAI, S.U. and KIRK, D.W., (1988). *Reinforced Concrete Design, Second Edition*. McGraw-Hill, 641p.

SHANK, J.R., (1934). *Effects of Bar Surface Conditions in Reinforced Concrete*. Engineering Experiment Station News, Ohio State University, Vol. 6, No. 3, 9-12.

TALBOT, A.N., (1906). *Tests of Concrete: I. Shear; II. Bond. Bulletin No. 8*. University of Illinois Engineering Experiment Station.

TAUB, J. and NEVILLE, A.M., (1960). Resistance to Shear of Reinforced Concrete Beams. *ACI Journal*, Vol. 57, 715-730.

TAYLOR, F.W., THOMPSON, S.E. and SMULSKI, E., (1925). *Theory and Design of Concrete and Reinforced Structures*. John Wiley & Sons, Vol. 1, 260-269.

WALTHER, R et MIELHBRADT, M., (1990). *Dimensionnement des structures en béton*. Traité de Génie Civil de l'École Polytechnique fédérale de Lausanne, Vol. 7, 388p.

WATSTEIN, D., (1941). Bond Stress in Concrete Pull-out Specimens. *ACI Journal*, Vol. 38, 165-184.

WATSTEIN, D., (1947). Distribution of Bond Stress in Concrete Pull-out Specimens. *ACI Journal*, Vol. 43, 1041-1052.

WERNISCH, G.R., (1937). Bond Studies of Different Types of Reinforcing Bars. *ACI Journal*, Vol. 34, 145-164. Discussion by Menzel, by Gilkey, Chamberlin, and Beal, and by Steinman.

WITHEY, M. O., (1907). *Tests of Plain and Reinforced Concrete. Series of 1906*. Bulletin No. 175, University of Wisconsin Engineering Series 4.

WITHEY, M. O., (1909). *Tests on Bond Between Concrete and Steel in Reinforced Concrete Beams*. Bulletin No. 321, University of Wisconsin Engineering Series 5.

## **ANNEXE A**

### **VALEURS EXPÉRIMENTALES DES ÉTUDES ANTÉRIEURES**

L'annexe A présente la compilation des résultats bruts des essais antérieurs utilisés lors de l'évaluation de la longueur de développement des armatures lisses.

Tableau A-1 : Valeurs de  $f_s/f_y$  pour les barres de 6,35mm (1/4 pouce)

Diam. (mm)	$f_c$ (MPa)	$l_{noyée}$ (mm)	$f_y$ (MPa)	Type	Nb. tests	$l_{noyée@25\text{ MPa}}$ (mm)	$f_s/f_y$
6,35	16,3	50,8	435	a.c.	3	41,0	0,459
6,35	16,3	101,6	435	a.c.	3	82,0	0,877
6,35	16,3	152,4	435	a.c.	3	123,0	0,905
6,35	16,3	304,8	435	a.c.	3	245,9	0,949
6,35	21,0	50,8	435	a.c.	3	46,5	0,426
6,35	21,0	101,6	435	a.c.	3	93,0	0,686
6,35	21,0	152,4	435	a.c.	3	139,5	0,872
6,35	21,0	304,8	435	a.c.	3	279,1	0,852
6,35	45,0	50,8	435	a.c.	3	68,1	0,558
6,35	45,0	101,6	435	a.c.	3	136,3	0,903
6,35	45,0	152,4	435	a.c.	3	204,4	0,886
6,35	45,0	304,8	435	a.c.	3	408,9	0,931
6,35	16,3	152,4	435	a.c.	3	123,0	0,988
6,35	45,0	152,4	435	a.c.	3	204,4	1,009

Légende : a.c. : essai d'arrachement centré  
f.p. : essai de flexion sur poutre

Tableau A-2 : Valeurs de  $f_s/f_y$  pour les barres de 9,525mm (3/8 pouce)

Diam. (mm)	$f_c$ (MPa)	$l_{noyée}$ (mm)	$f_y$ (MPa)	Type	Nb. tests	$l_{noyée@25\text{ MPa}}$ (mm)	$f_s/f_y$
9,525	16,3	152,4	450	a.c.	3	123,0	0,536
9,525	21,0	152,4	450	a.c.	3	139,5	0,443
9,525	45,0	152,4	450	a.c.	3	204,4	0,858
9,525	16,3	152,4	450	a.c.	3	123,0	0,553
9,525	45,0	152,4	450	a.c.	3	204,4	0,853
9,525	22,3	304,8	424	a.c.	2	287,9	1,001
9,525	22,3	609,6	434	a.c.	2	575,8	1,013
9,525	22,3		424	f.p.	1		
9,525	22,3		434	f.p.	1		
9,525	37,6	304,8	451	a.c.	2	373,7	1,026
9,525	37,6	609,6	432	a.c.	2	747,4	1,116
9,525	37,6		451	f.p.	1		
9,525	37,6		432	f.p.	1		

Légende : a.c. : essai d'arrachement centré  
f.p. : essai de flexion sur poutre

Tableau A-3 : Valeurs de  $f_s/f_y$  pour les barres de 15,875mm (5/8 pouce)

Diam. (mm)	$f_c$ (MPa)	$\ell_{noyée}$ (mm)	$f_y$ (MPa)	Type	Nb. tests	$\ell_{noyée@25\text{ MPa}}$ (mm)	$f_s/f_y$
15,8496	30,5	254	444	a.c.	1	280,8	0,516
15,875	30,5	254	448	a.c.	1	280,8	0,605
15,8496	30,5	254	446	a.c.	1	280,8	0,609
15,875	30,5	254	442	a.c.	1	280,8	0,492
15,9004	30,5	254	363	a.c.	1	280,8	0,779
15,9258	30,5	254	367	a.c.	1	280,8	0,690
15,875	30,5	254	369	a.c.	1	280,8	0,671
15,8496	30,5	254	368	a.c.	1	280,8	0,624
15,9258	30,5	254	428	a.c.	1	280,8	0,485
15,9004	30,5	254	436	a.c.	1	280,8	0,534
15,9004	30,5	254	410	a.c.	1	280,8	0,555
15,875	30,5	254	412	a.c.	1	280,8	0,612
15,9004	30,5	254	352	a.c.	1	280,8	0,683
15,9004	30,5	254	347	a.c.	1	280,8	0,804
15,875	30,5	254	413	a.c.	1	280,8	0,512
15,9004	30,5	254	411	a.c.	1	280,8	0,669
15,875	23,2	304,8	436	a.c.	2	293,4	0,739
15,875	23,2	609,6	439	a.c.	2	586,8	0,969
15,875	23,2		436	f.p.	1		
15,875	23,2		439	f.p.	1		
15,875	34,6	304,8	346	a.c.	2	358,6	1,017
15,875	34,6	609,6	367	a.c.	2	717,3	1,060
15,875	34,6		346	f.p.	1		
15,875	34,6		367	f.p.	1		
15,875	21,4	254	270	a.c.	2	234,9	0,858
15,875	21,4	254	270	a.c.	2	234,9	0,529
15,875	24,2	254	270	a.c.	2	249,9	0,856
15,875	24,2	254	270	a.c.	2	249,9	0,566
15,875	24,8	254	270	a.c.	2	252,7	1,007
15,875	24,8	254	270	a.c.	2	252,7	0,606
15,875	29,0	254	270	a.c.	2	273,4	1,048
15,875	29,0	254	270	a.c.	2	273,4	0,601
15,875	18,2	254	270	a.c.	2	216,7	0,802
15,875	18,2	254	270	a.c.	2	216,7	0,540
15,875	21,1	254	270	a.c.	2	233,3	0,755
15,875	21,1	254	270	a.c.	2	233,3	0,530

Légende : a.c. : essai d'arrachement centré  
f.p. : essai de flexion sur poutre

Tableau A-4 : Valeurs de  $f_s/f_y$  pour les barres de 19,05mm (3/4 pouce)

Diam. (mm)	$f_c$ (MPa)	$l_{noyée}$ (mm)	$f_y$ (MPa)	Type	Nb. tests	$l_{noyée@25\text{ MPa}}$ (mm)	$f_s/f_y$
19,05	22,1	152,4	296	a.c.	4	143,2	0,304
19,05	22,3	152,4	296	a.c.	4	144,1	0,115
19,05	27,9	152,4	296	a.c.	4	161,1	0,175
19,05	40,7	152,4	296	a.c.	4	194,6	0,231
19,05	49,8	152,4	296	a.c.	4	215,2	0,246
19,05	21,9		296	f.p.	3		
19,05	19,2		296	f.p.	3		
19,05	29,7	457,2	345	a.c.	6	498,5	0,584
19,2024	29,7	457,2	345	a.c.	6	498,5	0,584
19,304	28,1	203,2	345	a.c.	5	215,5	0,324
19,304	28,1	304,8	345	a.c.	5	323,3	0,411
19,05	21,9	304,8	421	a.c.	2	285,0	0,639
19,05	21,9	609,6	421	a.c.	2	570,0	0,905
19,05	21,9		421	f.p.	1		
19,05	21,9		421	f.p.	1		
19,05	35,2	304,8	399	a.c.	2	361,5	0,768
19,05	35,2	609,6	421	a.c.	2	723,0	1,110
19,05	35,2		399	f.p.	1		
19,05	35,2		421	f.p.	1		
19,05	20,9	73,152	392	a.c.	1	66,8	0,167
19,05	20,9	158,75	392	a.c.	1	145,0	0,336
19,05	20,9	231,902	392	a.c.	1	211,8	0,369
19,05	20,9	298,45	392	a.c.	1	272,6	0,481
19,05	20,9	387,35	396	a.c.	1	353,8	0,605
19,05	20,9	463,55	396	a.c.	1	423,4	0,833
19,05	20,9	539,75	396	a.c.	1	493,0	0,851
19,05	20,9	615,95	423	a.c.	1	562,6	0,782
19,05	40,2	76,2	409	a.c.	1	96,6	0,218
19,05	40,2	155,702	409	a.c.	1	197,4	0,433
19,05	40,2	234,95	409	a.c.	1	297,9	0,606
19,05	40,2	304,8	409	a.c.	1	386,5	0,802
19,05	40,2	387,35	395	a.c.	1	491,2	0,966
19,05	40,2	460,502	395	a.c.	1	583,9	1,030
19,05	40,2	533,4	395	a.c.	1	676,4	1,037
19,05	40,2	609,6	423	a.c.	1	773,0	1,029

Légende : a.c. : essai d'arrachement centré  
f.p. : essai de flexion sur poutre

Tableau A-5 : Valeurs de  $f_s/f_y$  pour les barres de 6,35mm (1/4 pouce)

## Acier de précontrainte

Diam. (mm)	$f_c$ (MPa)	$l_{noyée}$ (mm)	$f_y$ (MPa)	Type	Nb. tests	$l_{noyée@25\text{ MPa}}$ (mm)	$f_s/f_y$
6,35	27,4	83,8	1207	a.c.	1	87,8	0,141
6,35	29,2	91,4	1207	a.c.	1	98,8	0,198
6,35	19,5	76,2	1207	a.c.	1	67,3	0,116
6,35	27,4	162,6	1207	a.c.	1	170,3	0,233
6,35	29,5	165,1	1207	a.c.	1	179,4	0,221
6,35	19,5	157,5	1207	a.c.	1	139,1	0,205
6,35	27,4	315,0	1207	a.c.	1	330,0	0,249
6,35	29,5	309,9	1207	a.c.	1	336,7	0,270
6,35	19,5	302,3	1207	a.c.	1	267,0	0,222
6,35	27,2	469,9	1207	a.c.	1	489,8	0,345
6,35	29,5	469,9	1207	a.c.	1	510,5	0,335
6,35	19,5	457,2	1207	a.c.	1	403,9	0,304
6,35	27,2	622,3	1207	a.c.	1	648,7	0,376
6,35	29,5	619,8	1207	a.c.	1	673,3	0,366
6,35	19,5	612,1	1207	a.c.	1	540,8	0,297

Légende : a.c. : essai d'arrachement centré  
f.p. : essai de flexion sur poutre

Tableau A-6 : Valeurs de  $f_s/f_y$  pour les barres de 12,7mm (1/2 pouce)

## Acier de précontrainte

Diam.	$f_c$	$l_{noyée}$	$f_y$	Type	Nb. tests	$l_{noyée@25\text{ MPa}}$	$f_s/f_y$
(mm)	(MPa)	(mm)	(MPa)			(mm)	
12,7	28,1	88,9	1207	a.c.	1	94,2	0,083
12,7	29,5	88,9	1207	a.c.	1	96,6	0,065
12,7	19,5	83,82	1207	a.c.	1	74,1	0,038
12,7	28,1	167,64	1207	a.c.	1	177,6	0,078
12,7	29,5	172,72	1207	a.c.	1	187,7	0,109
12,7	19,5	152,4	1207	a.c.	1	134,6	0,055
12,7	30,1	312,42	1207	a.c.	1	342,6	0,186
12,7	29,5	312,42	1207	a.c.	1	339,4	0,107
12,7	19,5	302,26	1207	a.c.	1	267,0	0,079
12,7	30,1	469,9	1207	a.c.	1	515,3	0,213
12,7	29,5	469,9	1207	a.c.	1	510,5	0,146
12,7	19,5	457,2	1207	a.c.	1	403,9	0,128
12,7	30,1	617,22	1207	a.c.	1	676,8	0,320
12,7	29,5	614,68	1207	a.c.	1	667,8	0,164
12,7	19,5	609,6	1207	a.c.	1	538,6	0,127
12,7	30,5	927,1	1207	a.c.	1	1024,8	0,285
12,7	29,5	934,72	1207	a.c.	1	1015,5	0,197
12,7	19,5	914,4	1207	a.c.	1	807,8	0,150
12,7	30,5	1239,52	1207	a.c.	1	1370,1	0,406
12,7	29,5	1236,98	1207	a.c.	1	1343,9	0,205
12,7	19,5	1219,2	1207	a.c.	1	1077,1	0,184

Légende : a.c. : essai d'arrachement centré  
f.p. : essai de flexion sur poutre

**ANNEXE B**  
**FICHES TECHNIQUES DES JAUGES ÉLECTRIQUES**  
**D'EXTENSOMÉTRIE**

L'annexe B présente les fiches techniques des jauges utilisées lors du programme expérimental de la présente étude.

jauges grandeur réelle

GENERAL DESCRIPTION: CEA gages are a general-purpose family of constant strain gages widely used in experimental stress analysis. The gages are supplied with a fully encapsulated grid and exposed copper-coated integral solder tabs.

TEMPERATURE RANGE: -100° to +400° F (-75° to +205° C) for continuous use in static measurements.

SELF-TEMPERATURE COMPENSATION: See data curve below.

STRAIN LIMITS: Approximately 5% for gage lengths 1/8 in. (3.2 mm) and larger; approximately 3% for gage lengths under 1/8 in. (3.2 mm).

FATIGUE LIFE: Fatigue life is a marked function of solder joint formation. With 30-AWG leads directly attached to gage leads, fatigue life will be 10 cycles at 1500µm (0.06 in.) using M-Line 301A solder.

CEMENTS: Compatible with: M-M Cement, M-Bond 200, but normally not provide the greatest strain limit. M-Line Measurements M-Bond AE-1015, M-Bond GA-2, M-Bond 600, and M-Bond 610 are excellent. M-Bond 610 is the best choice over the entire operating range. Refer to M-M Catalog A-110 for information on bonding agents and Bulletin B-127, B-130, and B-131 for installation procedures.

SOLDER: If operating temperature will not exceed +300° F (+150° C), M-Line solder 301A (63-37) in-lead solder may be used for lead attachment. M-Line solder 450 (Pb-5) in-lead solder is satisfactory to +400° F (+205° C). Refer to M-M Catalog A-110 for further information on solder, and Tech. Tip T1-609 for lead attachment techniques.

BACKING: The backing of CEA-Series gages has been specially treated for optimum bond formation with all appropriate strain gage adhesives. No further clearing is necessary if contamination of the prepared surface is avoided during handling.

0045

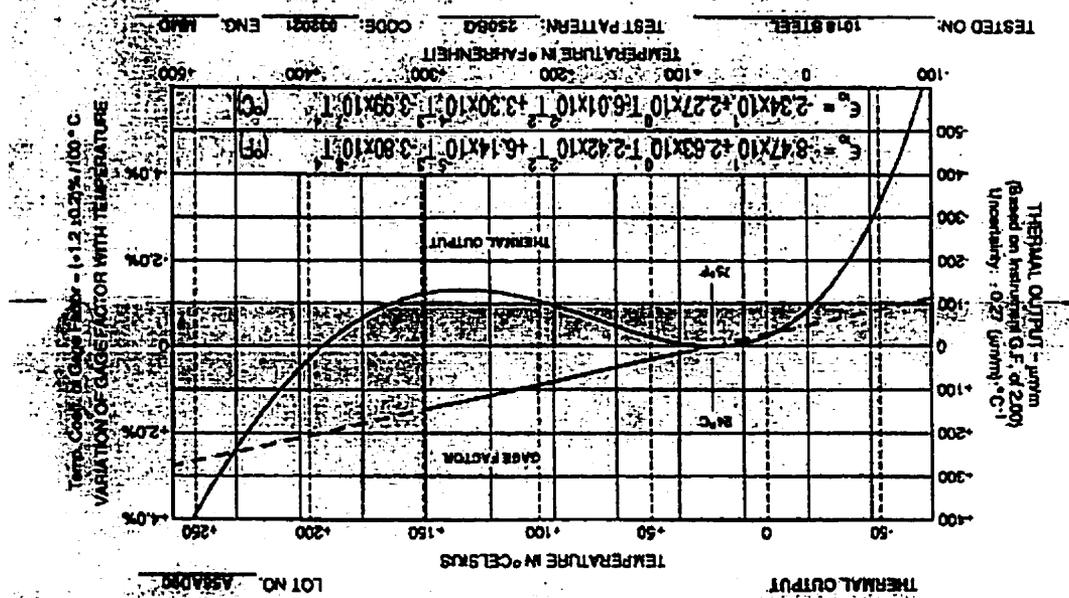
GENERAL INFORMATION: CEA-SERIES STRAIN GAGES

CEA06-375UW-120		CEA06-375UW-120		PRECISION STRAIN GAGES	
TYPE		QUANTITY		MEASUREMENTS GROUP, INC.	
OPTION		5		RALEIGH, NORTH CAROLINA	
R-A56AD90		LOT NUMBER		MADE IN USA	
120.0 ±0.3%		2.070 ±0.5%		Division	
RESISTANCE CHANGE AT 1% S.C.		GAGE FACTOR AT 1% S.C.		Micro-Measurements	
(-0.2 ±0.2)%		042414-3262		Micro-Measurements	
		CODE		MADE IN USA	

P007

ENGINEERING DATASHEET		EMEM	
THE INFORMATION APPEARING ON THIS SHEET HAS BEEN OBTAINED FROM THE GAGE CONTAINER AND THE GAGE CONTAINER IS THE SOURCE OF ALL INFORMATION.		EMEM	
WITH ADVANCED EQUIPMENT, PROCEDURES, AND TECHNIQUES, MICRO-MEASUREMENTS GROUP, INC. CAN PROVIDE THE FOLLOWING INFORMATION:		EMEM	
QUALITY ASSURANCE: VERIFICATION OF GAGE DATA IS REQUIRED. MICRO-MEASUREMENTS GROUP, INC. CAN PROVIDE THE FOLLOWING INFORMATION:		EMEM	
ANY QUESTIONS, PLEASE REFER TO THESE GAGES BY TYPE, BATCH, AND LOT NUMBER.		EMEM	
TYPE, BATCH, AND LOT NUMBER.		EMEM	
H001		EMEM	

Figure B.1 : Fiche technique des jauges d'extensométrie utilisées sur l'acier d'armature



**TEST PROCEDURES USED BY MICRO-MEASUREMENTS**

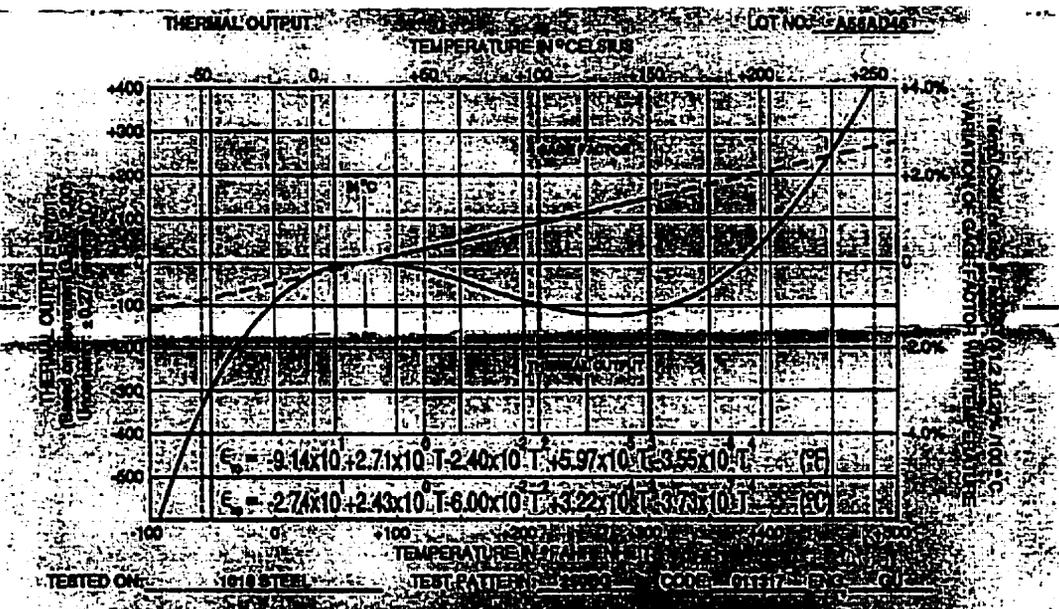
**OPTICAL DEFECT ANALYSIS**  
 GAGE RESISTANCE AT 24°C AND 50% RH  
 GAGE FACTOR AT 24°C & 50% RH (MAXIMAL STRESS FIELD - POISSON RATIO - 0.35)

**TEMPERATURE COEFFICIENT OF GAGE FACTOR**  
 THERMAL OUTPUT  
 TRANSVERSE SENSITIVITY AT 24°C AND 50% RH  
 FATIGUE LIFE  
 STRAIN LIMITS  
 GAGE THICKNESS  
 CREEP AND DRIFT

**M-H Procedures**  
 M-H Procedure, Direct NEST (Residual Stress) and Standards  
 M-H Procedure, Direct NEST (Residual Stress) and Standards  
 ASTM E251 (Constant Stress Creep Fatigue)  
 ASTM E251 (Slow Heating Rate, Continuous Records)  
 ASTM E251 (Slow Heating Rate, Continuous Records)  
 NAS M2 (Damping)  
 NAS M2 (Damping)  
 M-H Procedure (Similar to NAS M2 Method)

NOTE: Gage resistance, gage factor, temperature coefficient of gage factor, thermal output, and transverse sensitivity values and resistance properties are included in IRL NO. 42 with Ocal, where Level Recommendation No. 62. Performance characteristics of specific materials used in gages. Other tests are not included in IRL NO. 42.





**TEST PROCEDURE USED WITH GAGE MEASUREMENT**

OPTICAL DEFECT ANALYSIS ..... M-M Procedure (Similar to NAS 9-22 Method)

GAGE RESISTANCE AT 24°C AND 50% RH ..... ASTM E-227 (Constant Strain, Cantilever Method)

GAGE FACTOR AT 24°C & 50% RH (NORMAL STRESS FIELD - POSITIVE RATE CHANGE) ..... ASTM E-227 (Constant Strain, Cantilever Method)

TEMPERATURE COEFFICIENT OF GAGE FACTOR ..... ASTM E-227 (Constant Strain, Cantilever Method)

THERMAL OUTPUT ..... ASTM E-227 (Slow Heating Rate, Continuously Recorded)

TRANSVERSE SENSITIVITY AT 24°C AND 50% RH ..... ASTM E-227 (Slow Heating Rate, Continuously Recorded)

FATIGUE LIFE ..... NAS 9-42 (Repeatability)

STRAIN LIMITS ..... NAS 9-42 (Repeatability)

GAGE THICKNESS ..... M-M Procedure

CREEP AND DRIFT ..... M-M Procedure (Similar to NAS 9-22 Method)

NOTE: Gage resistance, gage factor, temperature coefficient of gage factor, thermal output, and transverse sensitivity testing and information presentation are in compliance with GAGE Technical Manual Form No. 62, "Performance characteristics of scientific resistance strain gages". Other tests are not included in I.R. NO. 62.

T001

**ANNEXE C**  
**PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT**  
**D'UN PONT DE WHEATSTONE**

L'annexe C présente le principe de fonctionnement d'un pont de Wheatstone, circuit utilisé dans la confection d'une cellule de charge.

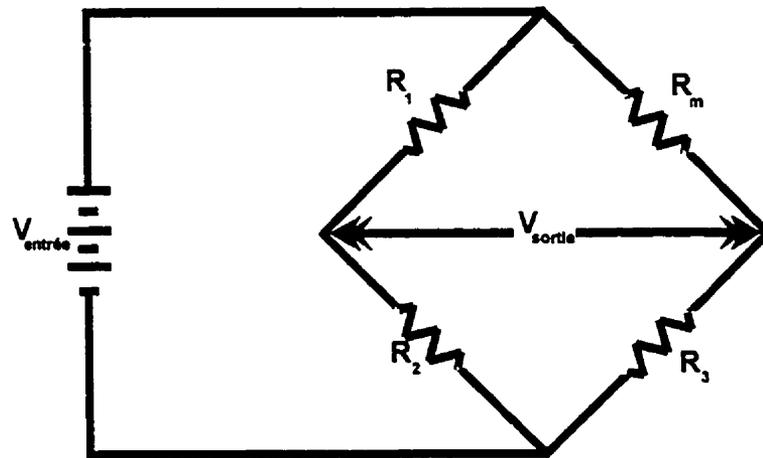


Figure C.1: Schématisation d'un pont de Wheatstone.

$$V_{\text{sortie}} = V_{\text{entrée}} \cdot \left[ \frac{R_3}{R_3 + R_m} - \frac{R_2}{R_1 + R_2} \right] \quad [\text{C-1}]$$

$$V_r = \left[ \left( \frac{V_s}{V_e} \right)_{\text{chargé}} - \left( \frac{V_s}{V_e} \right)_{\text{non-chargé}} \right] \quad [\text{C-2}]$$

$$\text{Facteur de jauge} = \frac{\Delta R / R}{\Delta \epsilon} \quad [\text{C-3}]$$

$$\epsilon = \frac{-4V_r}{FJ \cdot (1 + 2V_r)} \quad [\text{C-4}]$$

**ANNEXE D**  
**TABLEAUX DES VALEURS DE RÉSISTANCE SPÉCIFIQUES**  
**À CHAQUE SPÉCIMEN**

L'annexe D présente sous forme de tableaux, les résistances spécifiques des matériaux constituant chacun des spécimens du programme expérimental de la présente étude.

Tableau D-1 : Caractéristiques de l'acier

<u>Essais</u>	14/06/95	01/06/95	30/05/95	14/06/95
<u>d'arrachement</u>	<u>A800-1,2 &amp; 3</u>	<u>A1200-1,2 &amp; 3</u>	<u>A1600-1,2 &amp; 3</u>	<u>A2000-1,2 &amp; 3</u>
<b>Armature # 8</b>				
$f_y$ (MPa)	321	321	321	321
$f_u$ (MPa)	487	487	487	487
allongement (%)	27,5	27,5	27,5	27,5
diamètre (mm)	25,4	25,4	25,4	25,4
aire (mm <sup>2</sup> )	506,7	506,7	506,7	506,7
surface	lisse	lisse	lisse	lisse

**Tableau D-1 : Caractéristiques de l'acier (suite)**

<u>Poutres</u>	<u>31/07/95</u>	<u>31/07/95</u>	<u>27/07/95</u>	<u>04/08/95</u>
	<u>P-1000</u>	<u>P-1500</u>	<u>P-2000</u>	<u>P-3000</u>
<b>Armature</b>				
<b>longitudinale</b>				
$f_y$ (MPa)	321	321	321	329
$f_u$ (MPa)	487	487	487	494
allongement (%)	27,5	27,5	27,5	28,0
diamètre (mm)	25,4	25,4	25,4	25,4
aire (mm <sup>2</sup> )	506,7	506,7	506,7	506,7
surface	lisse	lisse	lisse	lisse
<b>Armature</b>				
<b>transversale</b>				
$f_y$ (MPa)	358	358	358	358
$f_u$ (MPa)	462	462	462	462
allongement (%)	20,5	20,5	20,5	20,5
diamètre (mm)	9,525	9,525	9,525	9,525
aire (mm <sup>2</sup> )	71,3	71,3	71,3	71,3
surface	lisse	lisse	lisse	lisse

**Tableau D-1 : Caractéristiques de l'acier (suite)**

<u>Poutre avec lit</u>		<u>P-4900</u>		<u>P-4900</u>	
<u>d'armature</u>					
<u>interrompu</u>					
<b>Armature</b>				<b>Armature</b>	
<b>longitudinale</b>				<b>transversale</b>	
$f_y$ (MPa)	324			$f_y$ (MPa)	382
$f_u$ (MPa)	514			$f_u$ (MPa)	448
allongement (%)	26,7			allongement(%)	27,9
diamètre (mm)	25,4			diamètre (mm)	9,525
aire (mm <sup>2</sup> )	506,7			aire (mm <sup>2</sup> )	71,3
surface	lisse			surface	lisse

Tableau D-2 : Caractéristiques du béton

<u>Essais</u>	14/06/95	01/06/95	30/05/95	14/06/95
<u>d'arrachement</u>	<u>800-A,B &amp; C</u>	<u>1200-A,B &amp; C</u>	<u>1600-A,B &amp; C</u>	<u>2000-A,B &amp; C</u>
$f_c$ (MPa)	31	28	24	29
$f_t$ (MPa)	2,61	2,83	2,83	2,84
% air	2,0	1,5	1,7	1,8
$e/c$	0,65	0,65	0,65	0,65
affaissement (mm)	81	72	110	63
densité ( $\text{kg/m}^3$ )	2350	2398	2383	2423
température ( $^{\circ}\text{C}$ )	22	22	21	22

<u>Poutres</u>	31/07/95	31/07/95	27/07/95	04/08/95
	<u>P-1000</u>	<u>P-1500</u>	<u>P-2000</u>	<u>P-3000</u>
$f_c$ (MPa)	24	24	29	31
$f_t$ (MPa)	2,83	2,83	2,84	2,61
% air	1,7	1,7	1,8	2,0
$e/c$	0,65	0,65	0,65	0,65
affaissement (mm)	110	110	63	81
densité ( $\text{kg/m}^3$ )	2383	2383	2423	2350
température ( $^{\circ}\text{C}$ )	21	21	22	22

Tableau D-2 : Caractéristiques du béton

<u>Poutre avec lit</u>	
<u>d'armature</u>	
<u>interrompu</u>	
	<u>P-4900</u>
$f_c$ (MPa)	33
$f_t$ (MPa)	3,61
% air	1,9
$e/c$	0,65
affaissement (mm)	68
densité (kg/m <sup>3</sup> )	2348
température (°C)	20

**ANNEXE E**  
**TABLE DES RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX OBTENUS DES**  
**SPÉCIMENS D'ARRACHEMENT**

L'annexe E présente sous forme de table, les résultats des forces et des contraintes obtenues lors des essais d'arrachement.

Tableau E-1 : Valeurs expérimentales

<u>Spécimen</u>	<u>Premier glissement</u>		<u>Valeur ultime</u>	
	Charge (kN)	Contrainte (MPa)	Charge (kN)	Contrainte (MPa)
A800-1	53.8	106	58.4	115
A800-2	74.1	146	76,9	152
A800-3	68,6	135	78,8	155
<b>moyenne</b>	65,5	129	71,4	141
A1200-1	165.9	327	180,7	357
A1200-2	161.8	319	174,5	344
A1200-3	152,9	302	168,7	333
<b>moyenne</b>	160.2	316	174.6	345
A1600-1	193.7	382	196,5	388
A1600-2	164.0	324	167.7	331
A1600-3	179,8	355	185,4	366
<b>moyenne</b>	179.2	354	183.2	362
A2000-1	187.2	369	189,1	373
A2000-2	169.6	335	174.2	344
A2000-3	182,6	360	187,2	369
<b>moyenne</b>	179.8	355	183.5	362